

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

ESTIMAREA TASARII TERENULUI DE FUNDARE

Tasarea totala se poate considera ca fiind suma a trei componente :

$$s = s_i + s_c + s_s \quad (1)$$

s_i = tasarea instantanee sau tasarea elastica :

- corespunde momentului aplicarii incarcarii ;
- in cazul paminturilor argiloase saturate , se produce in conditii nedrenate ca urmare a deformatiei elastice sub volum constant

s_c = tasarea din consolidare primara :

- se produce in paminturile saturate de permeabilitate redusa , ca urmare a reducerii volumului de goluri prin eliminarea apei din pori pina la disiparea completa a presiunii in exces a apei din pori .

s_s = tasarea din consolidare secundara :

- se produce cu viteza foarte redusa , sub efort efectiv constant, dupa disiparea completa a presiunii in exces a apei din pori .

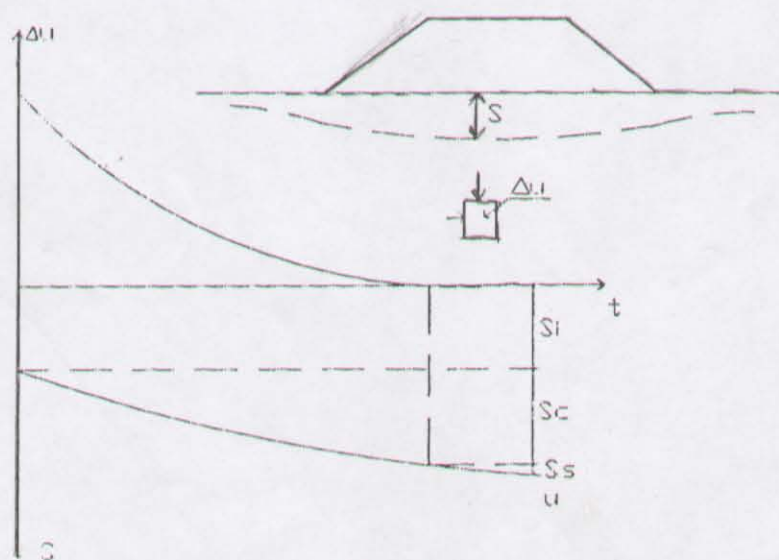


Fig. 1

(1) Particularitati :

- ➔ In cazul **paminturilor nisipoase** , cota principala din valoarea tasarii totale o reprezinta tasarea instantanee (s_i) , tasarea in timp avind o valoare redusa .
- ➔ In cazul **paminturilor argiloase compresibile** trebuie avute in vedere toate cele trei componente ale tasarii .
- ➔ In cazul **argilelor organice si turbelor** tasarea din consolidare secundara poate atinge valori comparabile cu tasarea din consolidare primara ($s_i = s_c$) .

(2) Caracteristicile folosite in calculul tasarii :

- ➔ Caracteristicile de compresibilitate determinate din incercarea edometrica (m_v, C_c) se utilizeaza in metodele semiempirice de calcul al tasarii totale , in conditii drenate pentru orice tip de pamint .
- ➔ Caracteristicile de elasticitate in eforturi totale (E_u, ν_u) se utilizeaza la calculul tasarii instantanee a paminturilor argiloase saturate , pe baza formulelor teoriei elasticitatii .
- ➔ Caracteristicile de elasticitate in eforturi efective (E', ν') sint utilizate in calculul tasarii totale in conditii drenate , pentru paminturile care prezinta o comportare cvasi-liniara (nisipuri indesate , argile supraconsolidate) .

(3) Ipoteze de calcul

- ➔ Conditia de deformare laterala impiedicata , corespunzatoare incercarii edometrice , se aplica strict pe verticala axului unei incarcari de latime mare atunci cind grosimea stratului compresibil este redusa (cazul rambleului din fig. 2.a).
- ➔ La fundatiile de dimensiuni uzuale ale constructiilor conditia de deformare laterala nula nu se aplica nici pentru verticala centrului fundatiei (fig. 2.b) .
- ➔ Deoarece valoarea tasarii totale calculate nu este cu mult influentata de valoarea coeficientului Poisson , ipoteza $\nu = 0$ admisa in metodele semiempirice de calcul , pe baza caracteristicilor de compresibilitate, nu conduce la erori importante .

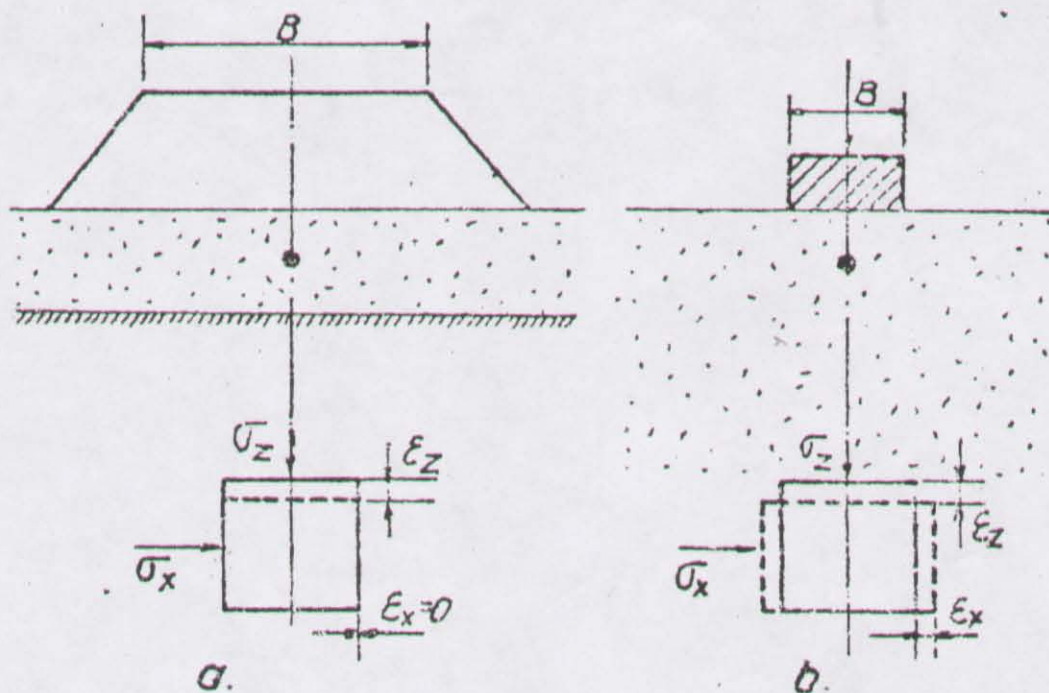


Fig. 2

TASAREA ELASTICA

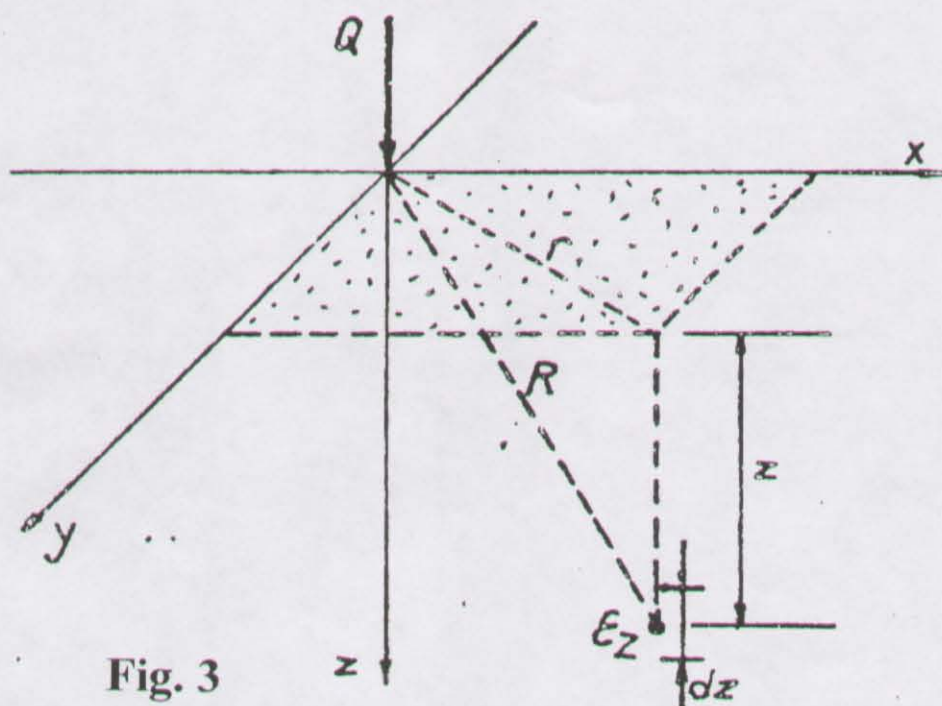


Fig. 3

- (a)
$$\epsilon_z = [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] / E$$
- (b) Tasarea la adincimea "z" este :
- $$(s_e)_z = \int \epsilon_z dz \quad (2)$$
- (c) Tasarea la suprafata terenului in punctul situat la distanta "r" fata de punctul de aplicare al incarcarii :
- $$(s_e)_{(z=0)} = Q \cdot (1-\nu^2) / (\pi \cdot E \cdot r) \quad (3)$$
- (d) Pornind de la relatia (3) se poate determina tasarea la suprafata terenului pentru o incarcare uniform distribuita "q" aplicata pe o suprafata flexibila de forma dreptunghiulara sau circulara :
- $$(s_e)_{z=0} = I_0 \cdot I_1 \cdot q \cdot B \cdot (1-\nu^2) / E \quad (4)$$
- I_0 = factor de corectie care depinde de adincimea de fundare "D" ;
- I_1 = factor de corectie care tine seama de grosimea limitata a stratului deformabil "H" ;
- B = latimea suprafetei dreptunghiulare de incarcare sau diametrul suprafetei circulare de incarcare .

(e) Introducând în ecuația (4) valorile E_u și ν_u corespunzătoare solicitării în condiții nedrenate, se obține valoarea tasării instantanee :

$$s_i = I_0 \cdot I_1 \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu_u^2) / E_u \quad (5)$$

Observatii :

- (♦) În cazul terenurilor de fundare stratificate, ecuația (5) stabilită pentru cazul terenului de fundare omogen de grosime limitată poate fi utilizată după cum urmează pentru a determina contribuția stratului deformabil ② la tasarea imediată totală (fig. 4) :
- Se calculează coeficientul I_{1A} corespunzător unei grosimi H_A a stratului deformabil ;
 - Se calculează coeficientul I_{1B} corespunzător unei grosimi H_B a stratului deformabil ;
 - Tasarea imediată a stratului ② se calculează cu ecuația (5) în care $I_1 = I_{1A} - I_{1B}$, iar caracteristicile de deformabilitate sînt cele corespunzătoare acestui strat .

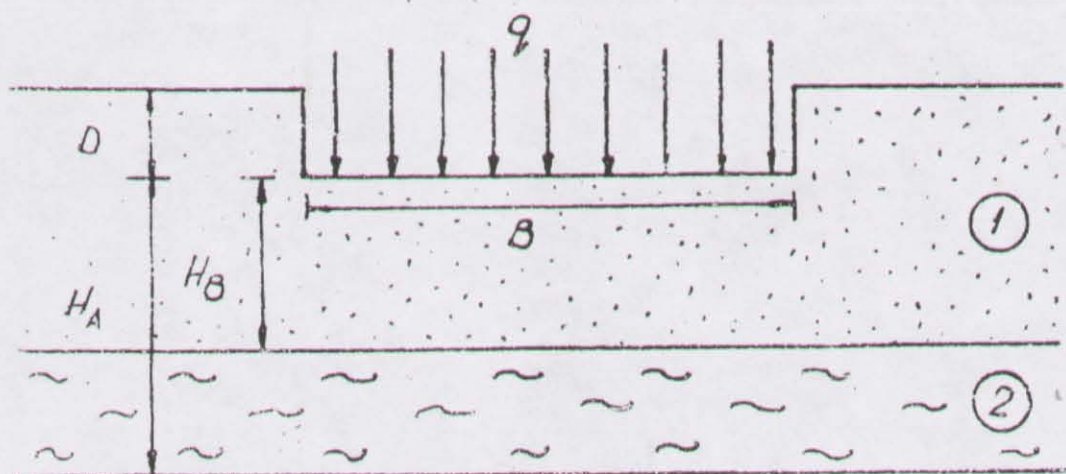


Fig. 4

(◆◆) O alternativa de utilizare a formulelor teoriei elasticitatii in cazul terenurilor stratificate , consta in inlocuirea pachetului de strate din cuprinsul zonei active a fundatiei cu un singur strat avind o valoare medie a modulului lui Young :

$$E_m = (\sum \alpha_i \cdot h_i) / (\sum \alpha_i \cdot h_i / E_i) \quad (6)$$

Limita inferioara a zonei active , definita ca adincimea pina la care se resimte efectul incarcarii transmise de fundatie , se ia de regula egala cu adincimea la care este indeplinita conditia :

$$\sigma_z \leq 0.2 \sigma_{gz} ;$$

unde

- σ_z este efortul unitar vertical din incarcarea data de fundatie
- σ_{gz} este efortul efectiv vertical din sarcina geologica (fig.5).

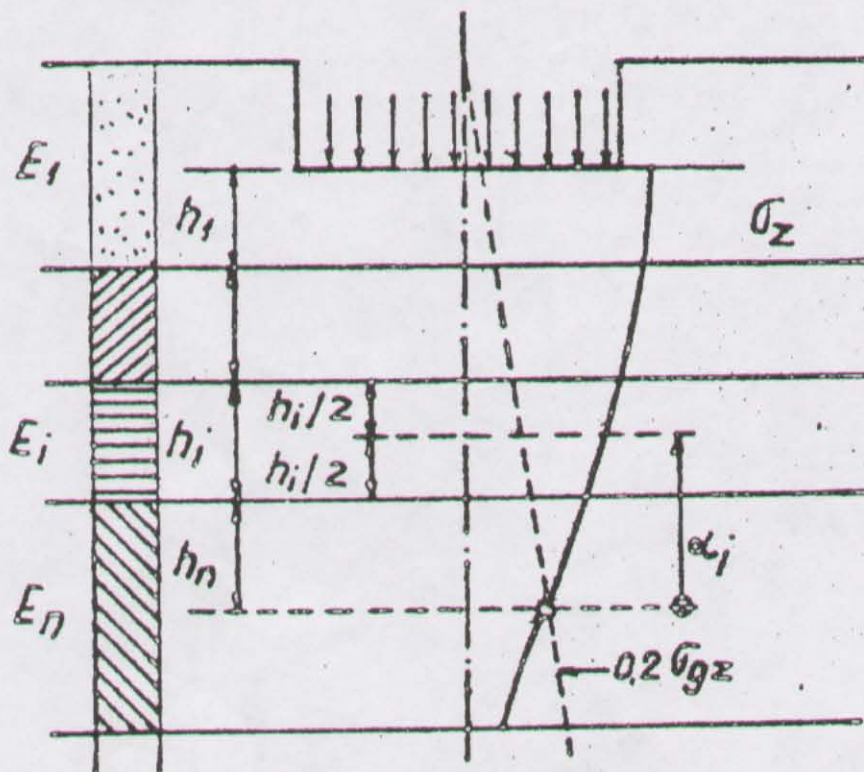
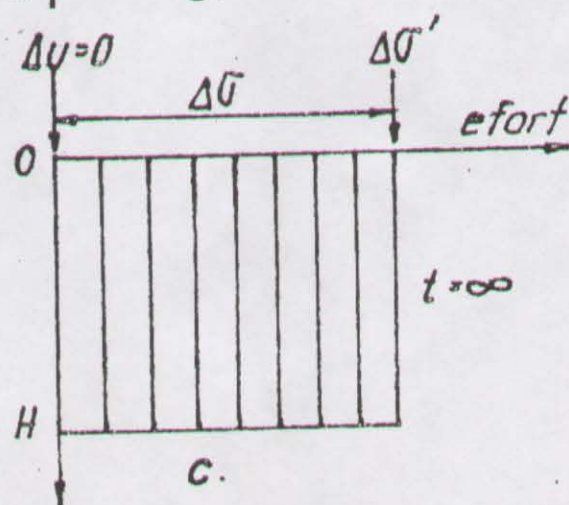
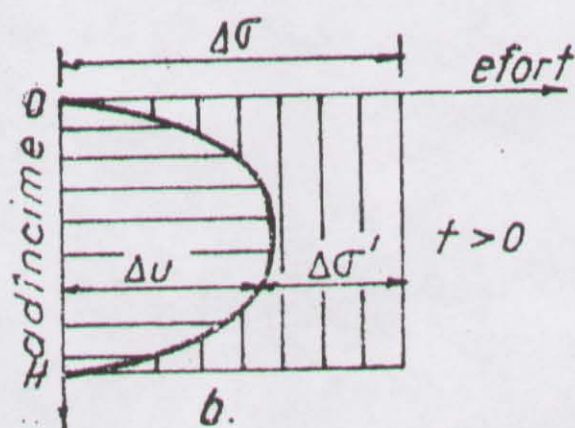
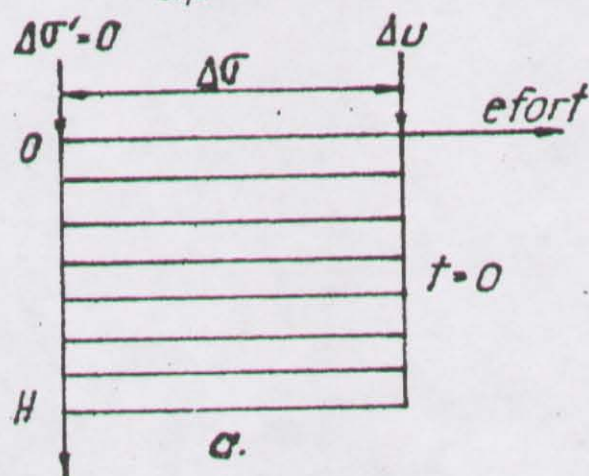
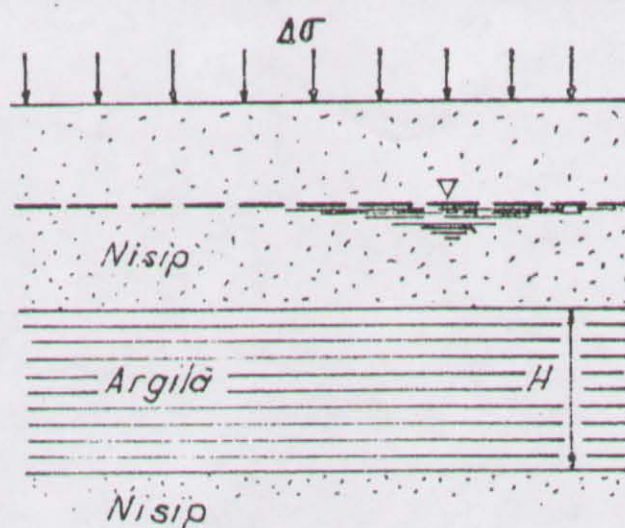


Fig. 5

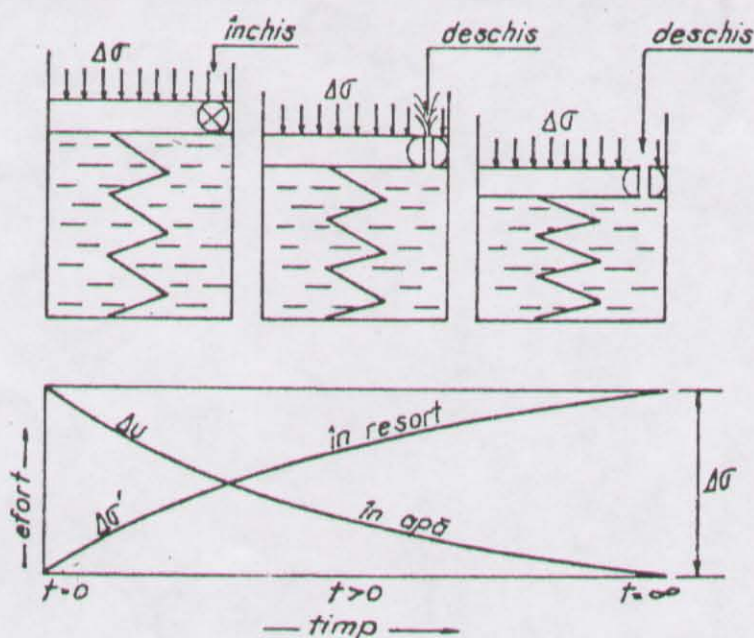
ELEMENTE DE TEORIA CONSOLIDARII



Observatii :

- Procesul de transfer treptat al efortului aplicat de la apa din pori catre scheletul solid al pamintului poarta numele de **proces de consolidare** .
- Cresterea treptata a efortului efectiv in urma aplicarii unei incarcari exterioare, este insotita de o crestere corespunzatoare a tasarii in timp .
- Consolidarea constituie un proces caracteristic **paminturilor argiloase saturate , cu permeabilitate foarte scazuta** .
- La **nisipuri** nu se poate vorbi de consolidare deoarece , ca urmare a permeabilitatii mari a acestor paminturi , apa este expulzata din pori practic odata cu aplicarea incarcarii .

MODELUL MECANIC TERZAGHI



Analogie :

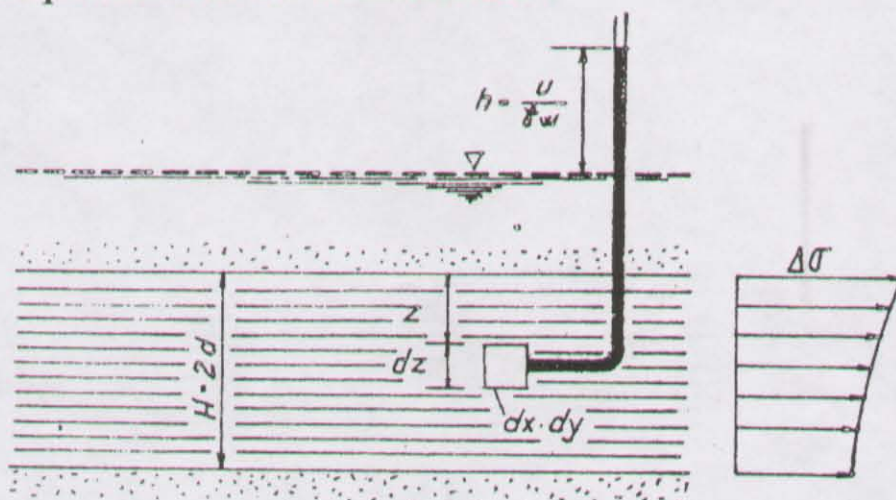
Resortul $\Rightarrow$ Scheletul solid al pamintului

Apa din vas $\Rightarrow$ Apa din porii pamintului

ECUATIA CONSOLIDARII MONOAXIALE

Ipoteze :

1. Pamintul este omogen ;
2. Pamintul este saturat ;
3. Apa din pori si scheletul solid al pamintului sint incompresibile ;
4. Deformatiile sint mici si se produc numai in directia de aplicare a incarcarii ;
5. Este valabila legea lui Darcy ;
6. Coeficientul de permeabilitate , k , si coeficientul de compresibilitate volumica , m_v , ramin constante in cursul procesului de consolidare .



$\Delta\sigma$ = cresterea efortului efectiv

u = presiunea in exces a apei din pori

→ Viteza de curgere a apei prin elementul de volum $dx dy dz$ conform legii lui Darcy , este :

$$v = k \cdot i = -k \cdot (\delta h / \delta z) = -(k / \gamma_w) \cdot (\delta u / \delta z)$$

→ Conditia de continuitate impune ca variatia de debit pe volumul elementului $[-(k / \gamma_w) \cdot (\delta^2 u / \delta z^2) \cdot dx dy dz]$ sa fie egala cu variatia de volum (dV / dt) a elementului considerat in intervalul de timp dt .

$$(dV/dt) = -m_v \cdot (\delta\sigma'/\delta t) \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$

$$\delta\sigma'/\delta t = (\delta\sigma/\delta t) - (\delta u/\delta t) ;$$

$$\delta\sigma/\delta t = 0$$

$$\Rightarrow (\delta\sigma'/\delta t) = - (\delta u/\delta t)$$



$$(dV/dt) = - m_v \cdot (\delta u/\delta t) \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$

Rezulta **ecuatia consolidarii monoaxiale** :

$$m_v(\delta u/\delta t) = (k/\gamma_w) \cdot (\delta^2 u/\delta z^2)$$

sau

$$(\delta u/\delta t) = c_v \cdot (\delta^2 u/\delta z^2) .$$

c_v = coeficientul de consolidare : $c_v = k/(m_v \cdot \gamma_w)$.

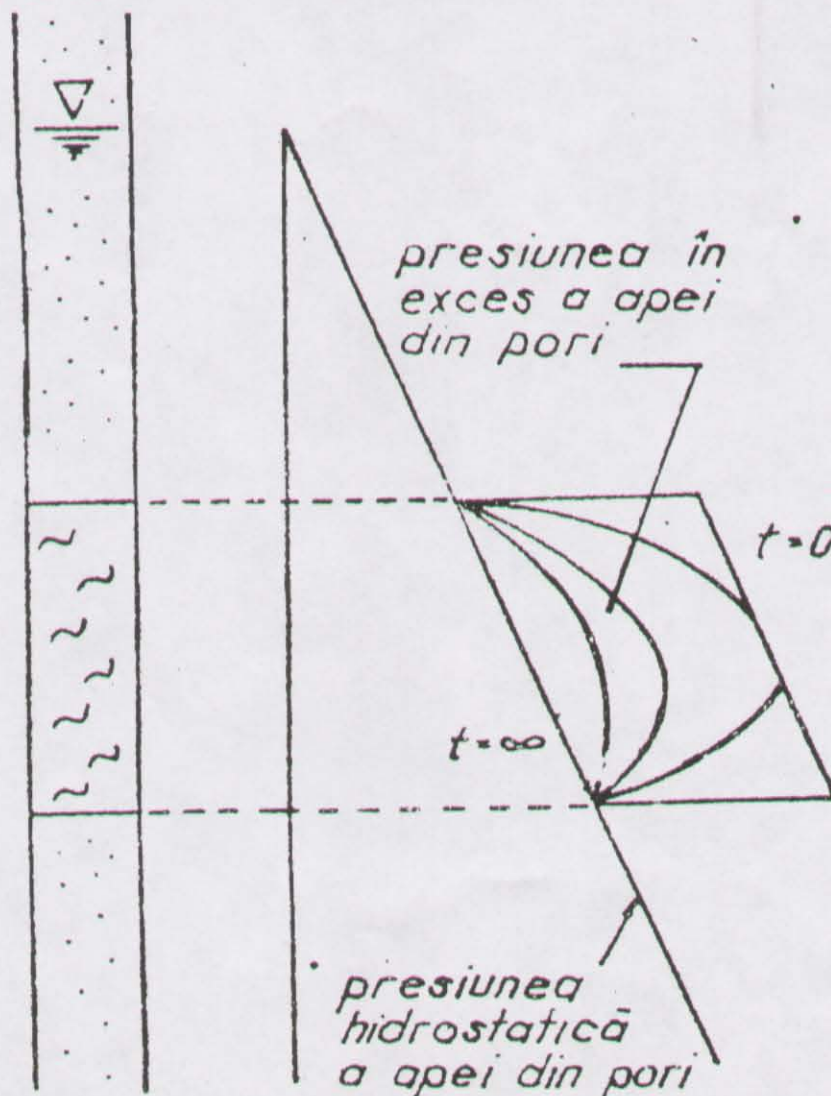
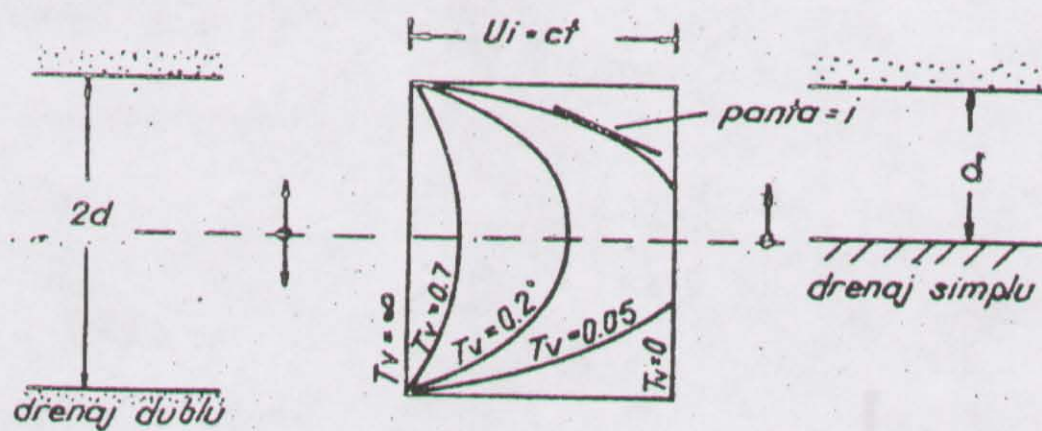
Conditii initiale si de contur :

- pentru $t > 0$ si $z = 0$: $u = 0$
- pentru $t > 0$ si $z = 2d$: $u = 0$
- pentru $t = 0$ si $0 \leq z < 2d$: $u = u_i$,

u_i = presiunea initiala in exces a apei din pori , care este in general functie de "z" .

👉 Observatii :

- ➡ Evolutia procesului de consolidare poate fi urmarita reprezentind curbele de variatie ale presiunii neutre "u" functie de adincimea "z" pentru diverse valori ale timpului "t". Aceste curbe se numesc **izocrone**. Ansamblul izocronelor constituie piezograful procesului de consolidare.



➔ **Solutia** ecuatiei consolidarii monoaxiale este data functie de doi parametri :

a) **Factorul de timp** : $T_v = (c_v \cdot t) / d^2$

t = timpul scurs de la aplicarea incarcarii ;

d = lungimea maxima a drumului de drenaj parcurs de apa in exces din porii pamintului .

b) **Gradul de consolidare** : $U_v = 1 - (u / u_i)$

u = valoarea presiunii in exces la o adincime " z " si la timpul " t " ;

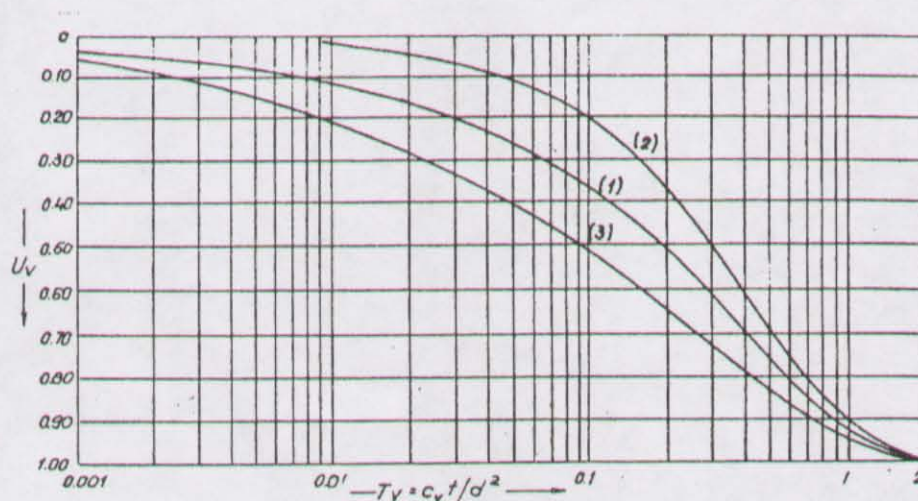
u_i = valoarea initiala a presiunii in exces la aceeasi adincime .

In problemele practice intereseaza valoarea medie a gradului de consolidare pe intreaga grosime a stratului de argila :

$$U_v = s_t / s_c$$

s_t = tasarea din consolidare primara la timpul " t "

s_c = tasarea finala din consolidare primara .



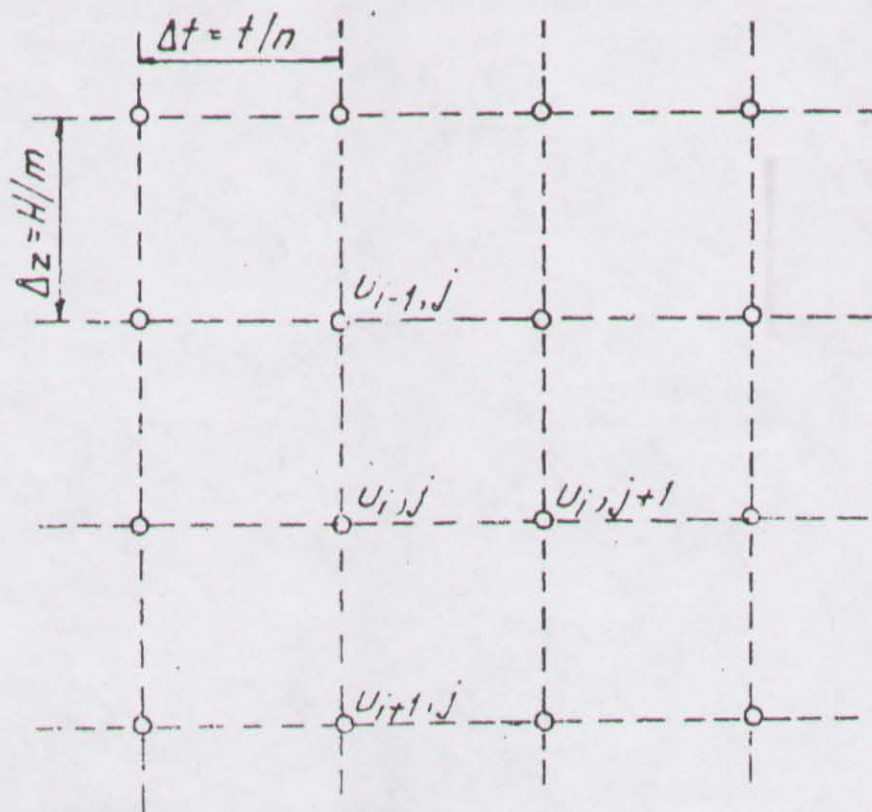
SOLUTIA NUMERICA A ECUATIEI CONSOLIDARII MONOAXIALE

Ecuatia consolidarii monoaxiale se rezolva numeric cu ajutorul metodei diferentelor finite .

Avantaje :

- Metoda poate fi aplicata pentru orice distributie initiala a presiunii in exces a apei din pori ;
- Metoda poate fi aplicata la situatiile in care incarcarea este aplicata treptat intr-un interval de timp dat .

RETEAUA DE CALCUL ADINCIME - TIMP



i = pozitia pe adincime ; $0 \leq i \leq m$

j = pozitia in timp ; $0 \leq j \leq n$

$$(\delta u / \delta t) = (u_{i,j+1} - u_{i,j}) / \Delta t \quad (1)$$

$$(\delta^2 u / \delta z^2) = (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) / \Delta z^2 \quad (2)$$

Inlocuind (1) si (2) in ecuatia consolidarii monoaxiale se obtine :

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + (c_v \cdot \Delta t / \Delta z^2) \cdot (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad (3)$$

Se noteaza :

$$\beta = c_v \cdot \Delta t / (\Delta z^2)$$

⇒ Pentru ca procesul de calcul sa fie convergent trebuie ca $\beta < (1/2)$.

Factorul de timp devine :

a) pentru dublu drenaj :

$$T_v = c_v \cdot (n \cdot \Delta t) / (m \cdot \Delta z / 2)^2 = 4 \cdot (n/m^2) \cdot \beta$$

b) pentru drenaj simplu :

$$T_v = c_v \cdot (n \cdot \Delta t) / (m \cdot \Delta z)^2 = (n/m^2) \cdot \beta$$

Observatii :

- Ecuatia (3) trebuie modificata pentru cazul punctelor situate pe un contur impermeabil ;
- Deoarece in directie perpendiculara la conturul impermeabil

nu are loc nici o deplasare a apei din pori rezulta :

$$\delta u / \delta z = 0$$

sau in diferente finite :

$$(u_{i-1,j} - u_{i+1,j}) / (2\Delta z) = 0$$

- Deci pentru orice punct de pe conturul impermeabil :

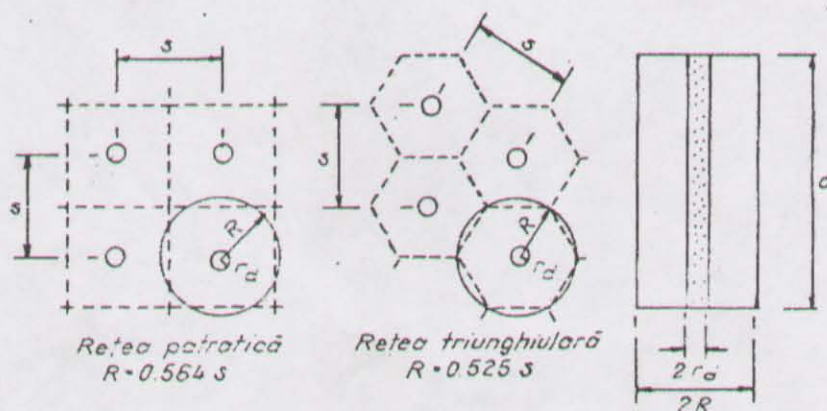
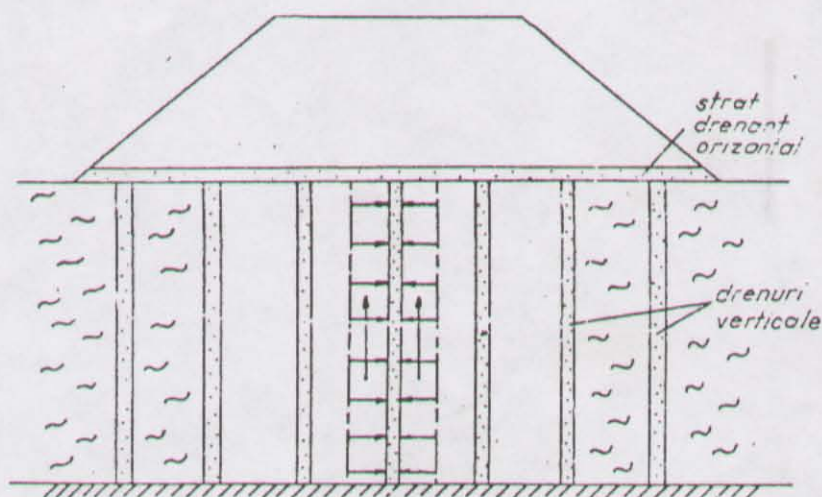
$$u_{i-1,j} = u_{i+1,j}$$

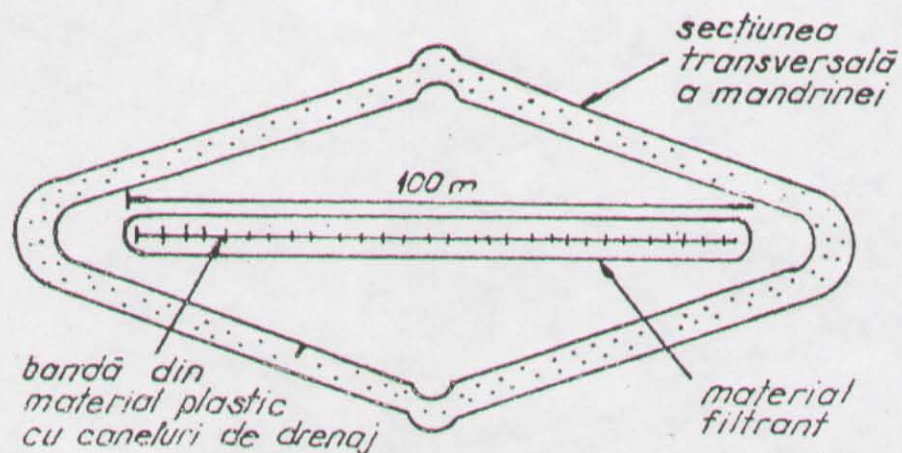
- In aceste conditii ecuatia (3) devine :

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + (c_v \cdot \Delta t / \Delta z^2) \cdot (2u_{i-1,j} - 2u_{i,j})$$

GRABIREA PROCESULUI DE CONSOLIDARE CU AJUTORUL DRENURILOR VERTICALE

- Drenurile verticale grabesc procesul de consolidare ce se desfasoara foarte lent la paminturile argiloase saturate de permeabilitate redusa .
- Prin introducerea drenurilor verticale drumul de drenaj este considerabil redus ca urmare a desfasurarii procesului de consolidare in principal numai in directie orizontala .
- Prin introducerea drenurilor verticale de nisip marimea tasarii ramine aceeaasi modificindu-se numai viteza de evolutie in timp a acesteia .





Funcție de modul de realizare drenurile pot fi :

- (1)- drenuri clasice realizate prin executarea de foraje cu diametrul de 20-40 cm care sunt umplute cu nisip .
- (2)-drenuri prefabricate :
 - (a)-drenuri prefabricate de tip **ciorap** alcatuite dintr-o camasa textila permeabila , umpluta cu nisip . Sunt foarte flexibile si usor adaptabile la deplasările laterale ale terenului .
 - (b)- drenuri prefabricate de tip **banda** alcatuite dintr-o banda centrala de material plastic , prevazuta cu caneluri de drenaj , invelita intr-un strat subtire de material filtrant .

Observatie :

Pentru o proiectare eficienta a drenurilor verticale trebuie cunoscute valorile coeficientilor de consolidare in directie verticala si orizontala (c_v si c_h) . Cu cit raportul c_h/c_v este mai mare cu atit eficienta drenurilor este mai mare .

In general $(c_h/c_v) = 1 \dots\dots 2$.

- Ecuația consolidării în direcție **verticală** este :

$$\begin{aligned} \delta u / \delta t &= c_v \cdot (\delta^2 u / \delta z^2) \text{ cu soluția } U_v = f_1(T_v) \\ T_v &= c_v \cdot t / d^2 \end{aligned} \quad (1).$$

- Ecuația consolidării în direcție **radială** este :

$$\begin{aligned} \delta u / \delta t &= c_h \cdot [(\delta^2 u / \delta r^2) + (1/r) \cdot (\delta u / \delta r)] \text{ cu soluția } U_r = f_2(T_r) \\ T_r &= c_h \cdot t / (4R^2) \end{aligned} \quad (2).$$

- Cuplind cele două ecuații de mai sus se obține ecuația consolidării **spatiale** în cazul utilizării drenurilor verticale :

$$\delta u / \delta t = c_v \cdot (\delta^2 u / \delta z^2) + c_h \cdot [(\delta^2 u / \delta r^2) + (1/r) \cdot (\delta u / \delta r)]$$

cu soluția

$$1 - U = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r) \quad (3).$$

“U” = gradul de consolidare corespunzător procesului cuplat de consolidare în direcție verticală și orizontală .

➡ Pentru determinarea interdistanței între drenurile verticale necesară pentru realizarea unui grad mediu de consolidare “U” la un timp dat “t” se procedează după cum urmează :

- ① Se calculează factorul de timp “T_v” corespunzător consolidării numai în direcție verticală , la timpul “t” , utilizând relația (1) .
- ② Se determină gradul de consolidare “U_v” corespunzător valorii “T_v” cu ajutorul graficelor sau tabelelor.
- ③ Din relația (3) se determină valoarea necesară a gradului de consolidare în direcție radială “U_r” la timpul “t” cunoscând valorile “U” și “U_v” corespunzătoare aceluiași timp “t” .
- ④ Se alege raza drenurilor verticale , r_d . Raza blocului cilindric de influență a drenului este R = n • r_d .
- ⑤ Valoarea factorului de timp “T_r” corespunzător consolidării numai în direcție radială se scrie :

$$T_r = c_h \cdot t / (4n^2 \cdot r_d^2) = \alpha / n^2$$

Se obtine :

$$n = (\alpha / T_r)^{1/2} .$$

“ α ” este constant pentru o problema data .

- ⑥ Se dau diverse valori parametrului “ n ” pe baza carora se determina din tabele valorile “ T_r ” aferente valorii impuse a gradului de consolidare in directie radiala “ U_r ” . Se calculeaza valorile $(\alpha / T_r)^{1/2}$ care se reprezinta functie de valorile corespunzatoare “ n ” . La intersectia curbei obtinute cu bisectoarea primului cadran se obtine solutia ecuatiei implicite in “ n ” .

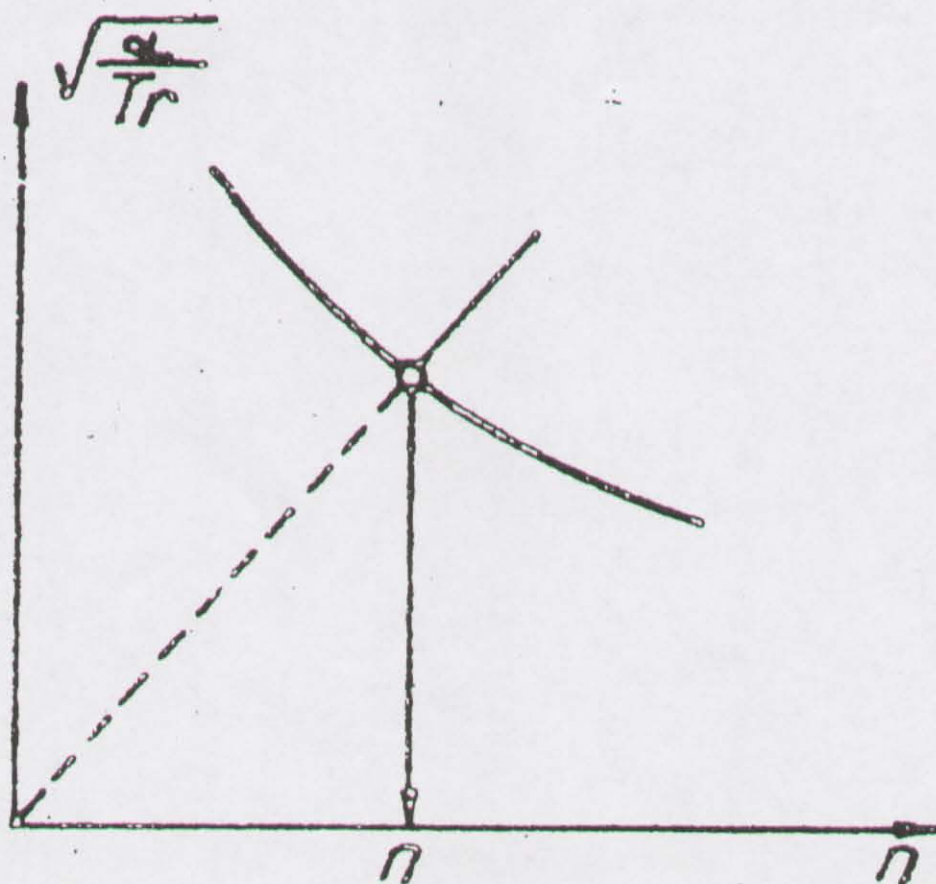
- ⑦ Raza blocului cilindric de influenta rezulta pe baza valorii “ n ” :

$$R = n \cdot r_d .$$

Interdistanta intre drenuri este :

$s = R/0.564$ - pentru drenurile dipuse in retea patratica

$s = R/0.525$ - pentru drenurile dispuse in retea triunghiulara



CALCULUL TASARII DIN CONSOLIDARE PRIMARA

-Daca un strat de argila de grosime H este supus ,pe intreaga sa grosime , unei cresteri uniforme de efort efectiv vertical , $\Delta\sigma'$, va suferi o tasare S_c . Deformatia specifica este corespunzatoare este :

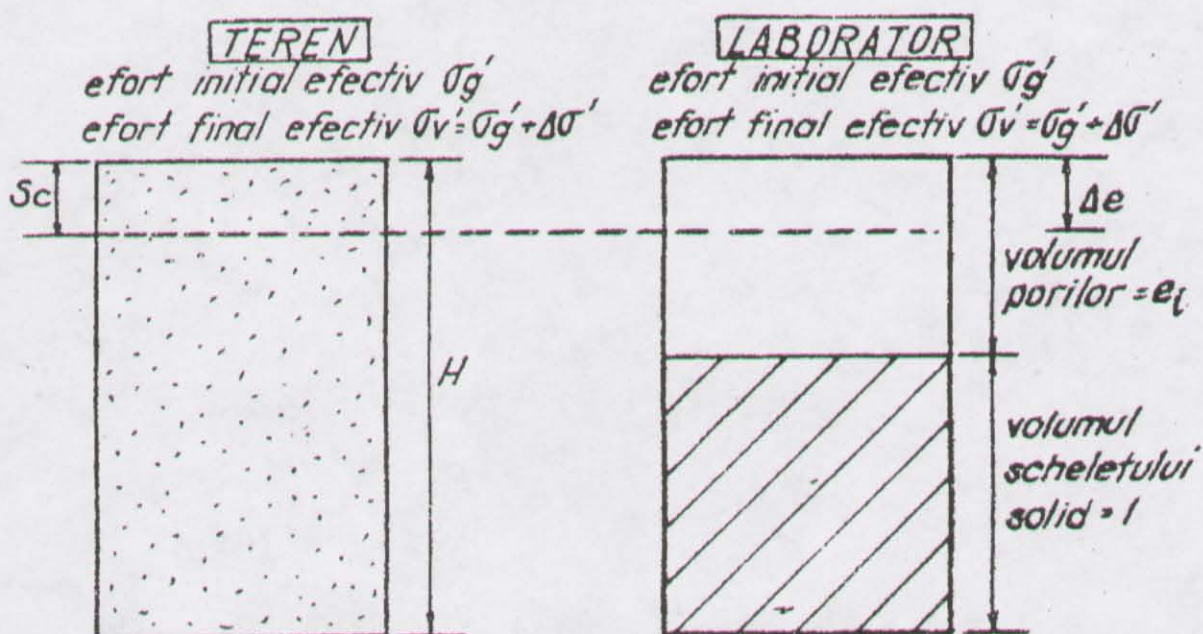
$$\varepsilon = S_c / H \quad (1)$$

-Daca o proba cu structura netulburata este supusa , in aparatul edometric , unei cresteri egale de efort efectiv vertical, $\Delta\sigma'$, indicele porilor va prezenta o reducere Δe , fata de valoarea initiala e_i . Deformatia specifica corespunzatoare este :

$$\varepsilon = \Delta e / (1 + e_0) \quad (2)$$

-Din ecuatiile (1) si (2) rezulta tasarea din consolidare primara :

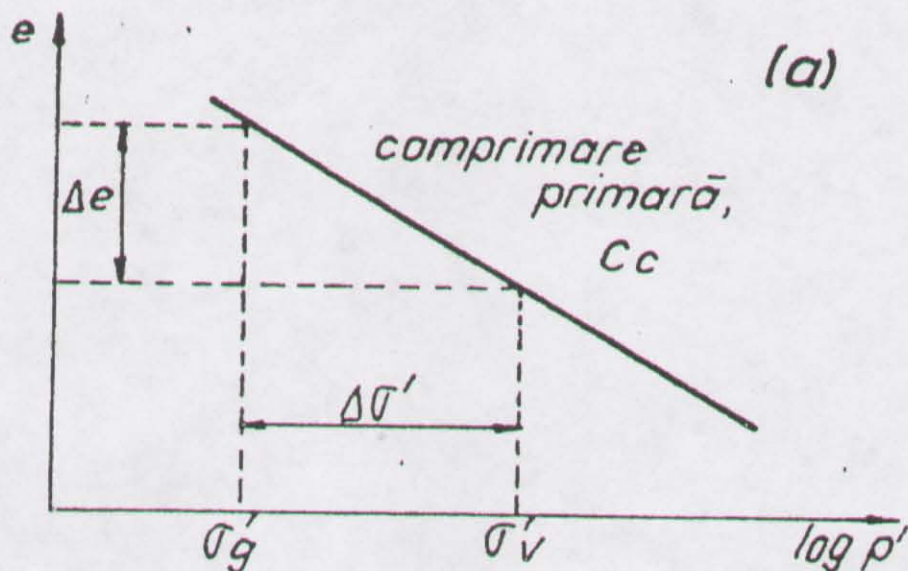
$$S_c = H \cdot \Delta e / (1 + e_0) .$$



Valoarea Δe se calculează cu următoarele relații :

(a) argile normal consolidate :

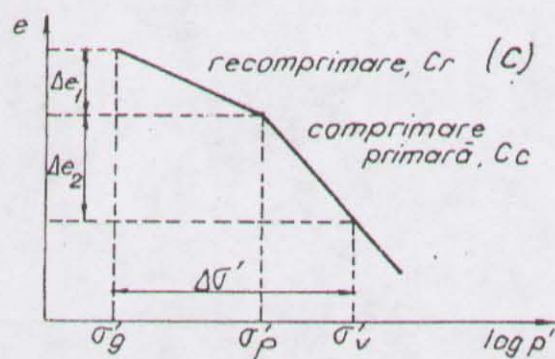
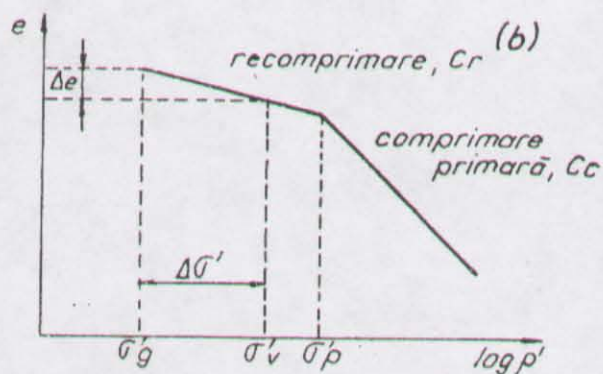
$$\Delta e = C_c \cdot \log [(\sigma_g' + \Delta \sigma') / \sigma_g']$$



(b) argile supraconsolidate :

$$\Delta e = C_r \cdot \log [(\sigma_g' + \Delta \sigma') / \sigma_g'] \text{ pentru } \sigma_v' < \sigma_p'$$

$$\Delta e = C_r \cdot \log [\sigma_p' / \sigma_g'] + C_c \cdot \log [(\sigma_g' + \Delta \sigma') / \sigma_p'] \text{ pentru } \sigma_v' > \sigma_p'$$



👉 Observatie :

In cazul in care terenul de fundare nu este omogen , se calculeaza tasarea din consolidare primara pentru fiecare strat geologic in parte :

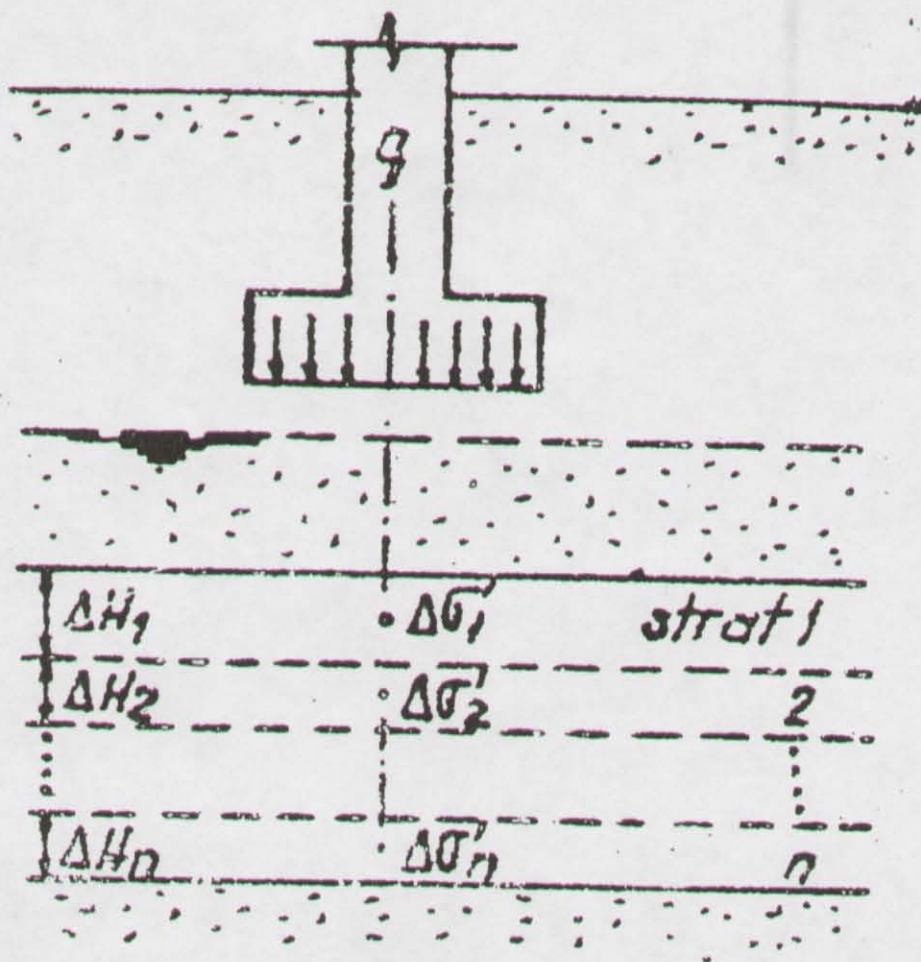
$$\Delta s_{ci} = \Delta H_i \cdot \Delta e_i / (1 + e_{oi}) .$$

Tasarea totala din consolidare primara va fi :

$$s_c = \sum \Delta s_{ci} = \sum \Delta H_i \cdot \Delta e_i / (1 + e_{oi}) ;$$

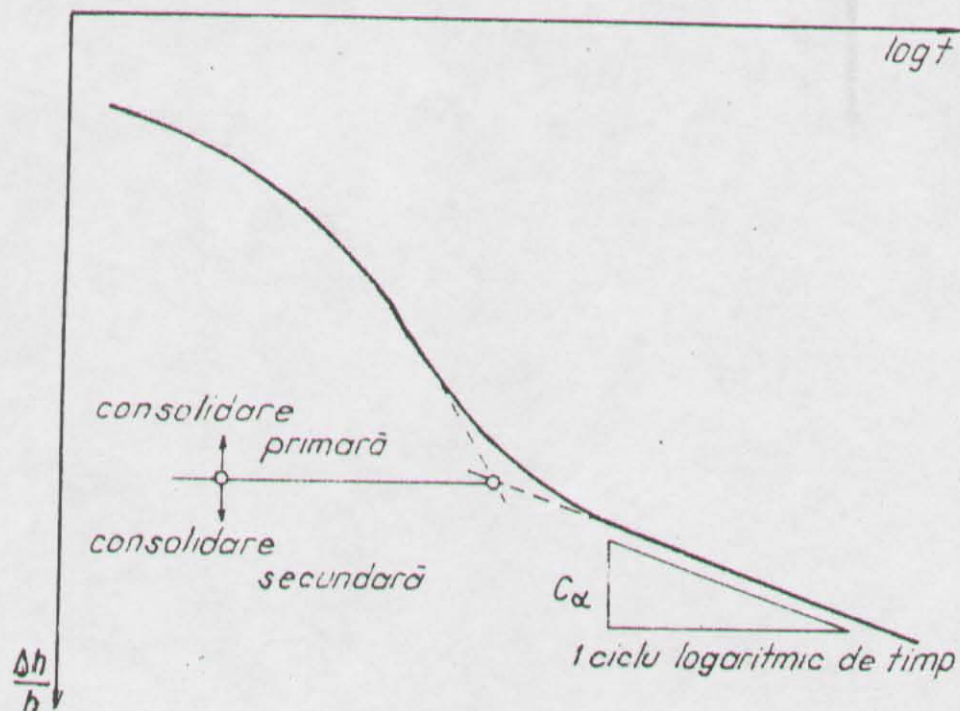
$$i = 1 \dots n$$

n = numarul de strate geologice .



TASAREA DIN CONSOLIDARE SECUNDARA

- Procesul de **consolidare secundara** este un proces de curgere lenta datorat rearanjarii particulelor solide fara modificarea porozitatii , dupa incheierea procesului de consolidare primara .
- Componenta tasarii care se produce sub efort efectiv constant , dupa disiparea completa a presiunii in exces a apei din porii pamintului poarta numele de **tasare din consolidare secundara** .
- Descrierea procesului de consolidare secundara se face prin coeficientul c_α , stabilit pe baza curbei de evolutie a tasarii specifice ($\Delta h/h$) functie de logaritmul timpului ($\log t$)



$$c_\alpha = [(\Delta h/h)_{t_2} - (\Delta h/h)_{t_1}] / \log(t_2/t_1)$$

Observatii :

- c_α depinde de **natura pamintului** si de **raportul de supraconsolidare** .
- Paminturile puternic compresibile (argile moi , argile senzitive, turbe) prezinta valori ridicate ale coeficientului c_α
- Supraconsolidarea conduce la reducerea marimii coeficientului c_α .
- Functie de marimea raportului de supraconsolidare, valoarea c_α ,pentru presiuni mai mari decit presiunea de preconsolidare, poate fi de 3...5 ori mai mare decit pentru valoarea corespunzatoare presiunilor mai mici decit presiunea de preconsolidare .

Tasarea din consolidare secundara se calculeaza cu relatia :

$$s_s = c_\alpha \cdot H_s \cdot \log(t/t_p)$$

H_s = grosimea stratului compresibil la incheierea procesului de consolidare primara :

$$H_s = H - s_i - s_c$$

t = timpul la care se calculeaza tasarea din consolidare secundara

t_p = timpul la care procesul de consolidare primara este incheiat.

CAPACITATEA PORTANTĂ A TERENULUI DE FUNDARE

DESCRIEREA FENOMENULUI ȘI PRESIUNI CARACTERISTICE

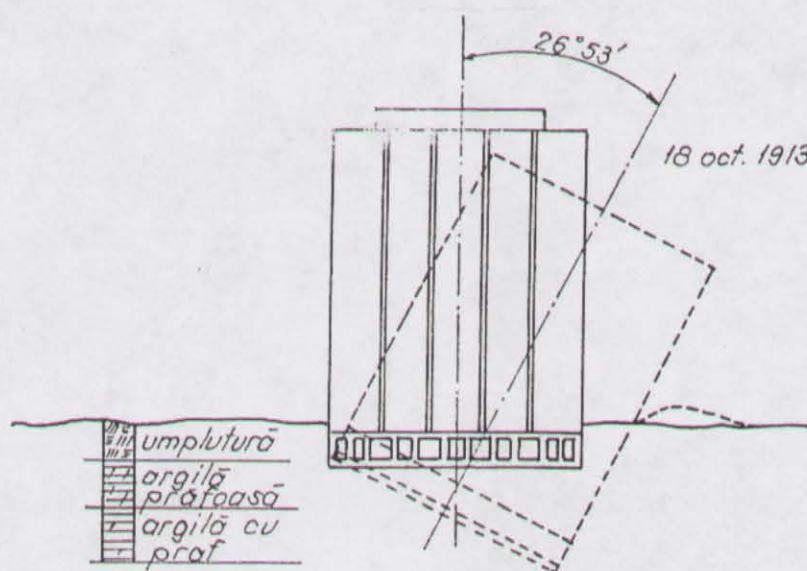
★ Calculul la capacitate portantă a apărut din necesitatea ca încărcările repartizate terenului de fundare să nu depășească valorile pe care acesta la poate suporta fără a ceda prin rupere .

★ Cedarea silozului de cereale din Tronscona (Canada) - 1913.

Alcătuit din 65 celule circulare .Greutate siloz gol - 20000 tone
adică 42.5% din greutatea totală la umplere .Adâncimea de
fundare $D = 3.65 \text{ m}$.

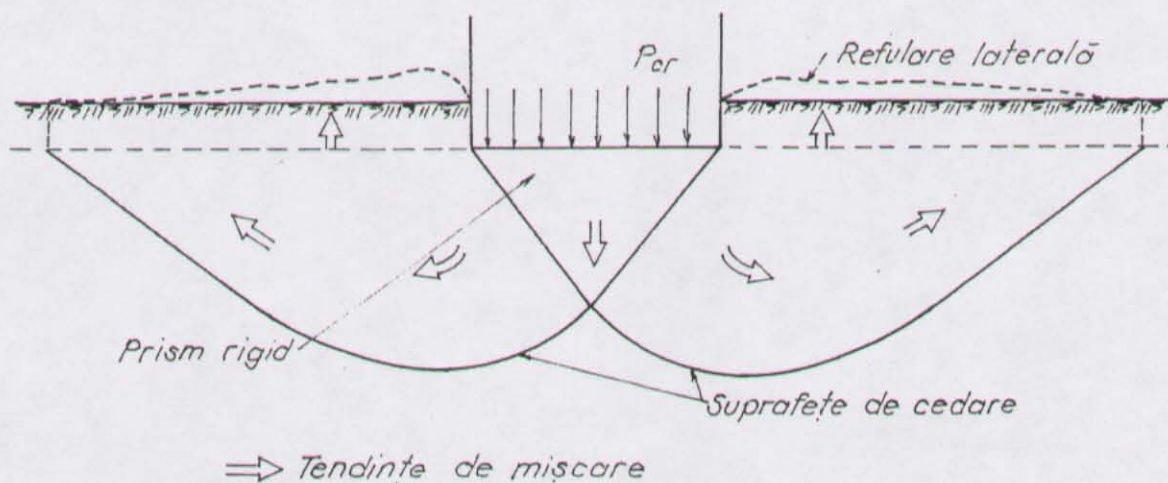
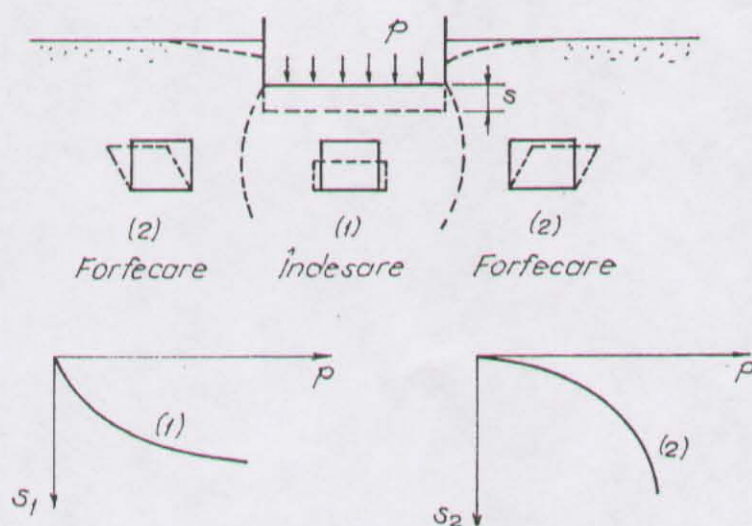
După umplere la 94% din greutatea de proiectare, în mai puțin de
o oră silozul s-a tasat 30 cm . După alte 24 ore partea vestică s-a tasat
7.3 m iar partea estică 1.5 m .

La nivelul tălpii fundației $p_{ef} = 2.9 \text{ daN/cm}^2$ iar $p_{net} = 2.2 \text{ daN/cm}^2$.



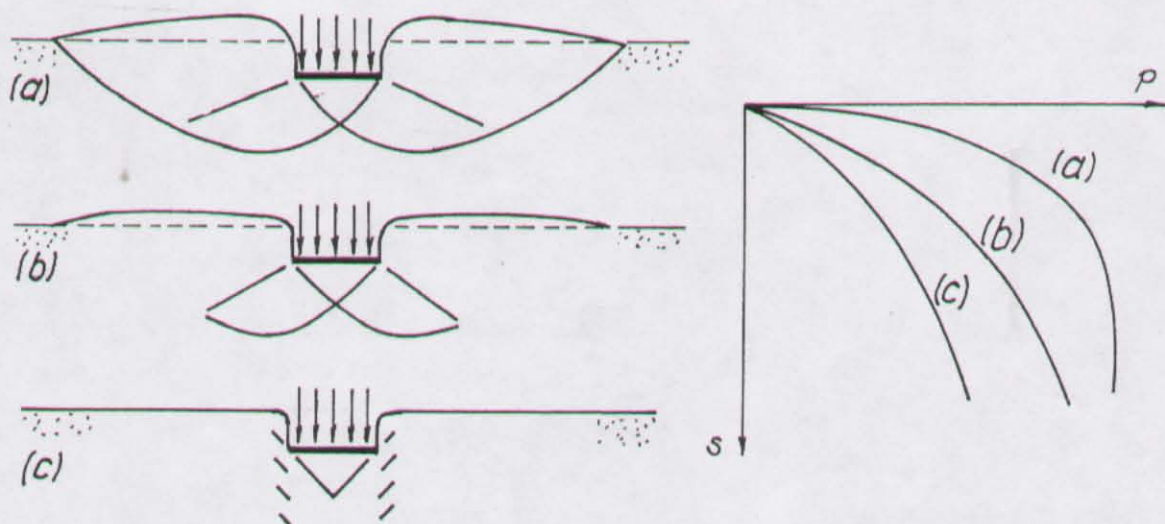
În procesul de încărcare - tasare al unei fundații directe tasarea terenului de fundare este rezultatul suprapunerii a două tipuri de deformății neliniare în mediul solicitat :

- a) o **deformare volumică** - caracteristică zonelor în care predomină componenta sferică a eforturilor. Prin reducerea porozității , mediul devine tot mai puțin deformabil la creșterea solicitării .
- b) o **deformare de distorsiune** - caracteristică zonelor în care predomină componenta deviatorică a eforturilor . Materialul devine tot mai deformabil pe măsura creșterii solicitării .



Modul de cedare al terenului de fundare depinde de deformabilitatea materialelor din cuprinsul acestuia :

- (1) **Materiale puțin deformabile** (nisipuri îndesate , argile consistente , roci stâncoase și semistâncoase) ➔ **cedare bruscă cu caracter catastrofal** .
- (2) **Materiale puternic compresibile** (nisipuri afîinate , argile de consistență redusă) ➔ **cedare prin poansonare** .
- (3) **Materiale intermediare** ➔ **cedare locală** .

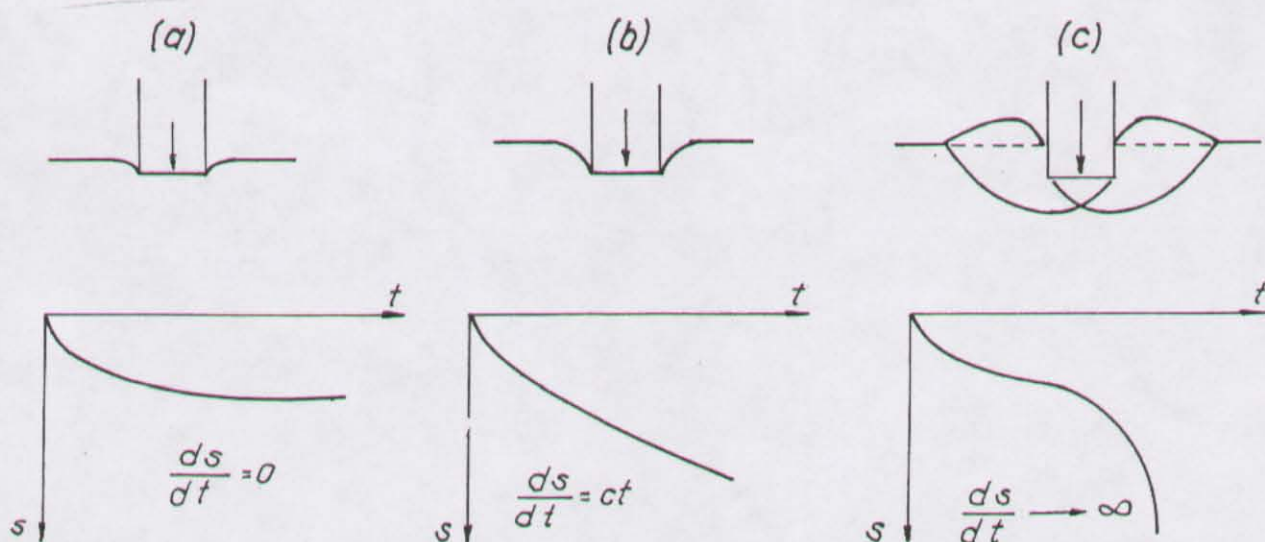


Observație :

În cazurile (2) și (3) încărcarea critică se definește cu ajutorul **criteriului de deformare** conform căruia " p_{critic} " corespunde unei tasări de ordinul 3....7% din lățimea fundației pentru argile și 5....15% din lățimea fundației pentru nisipuri .

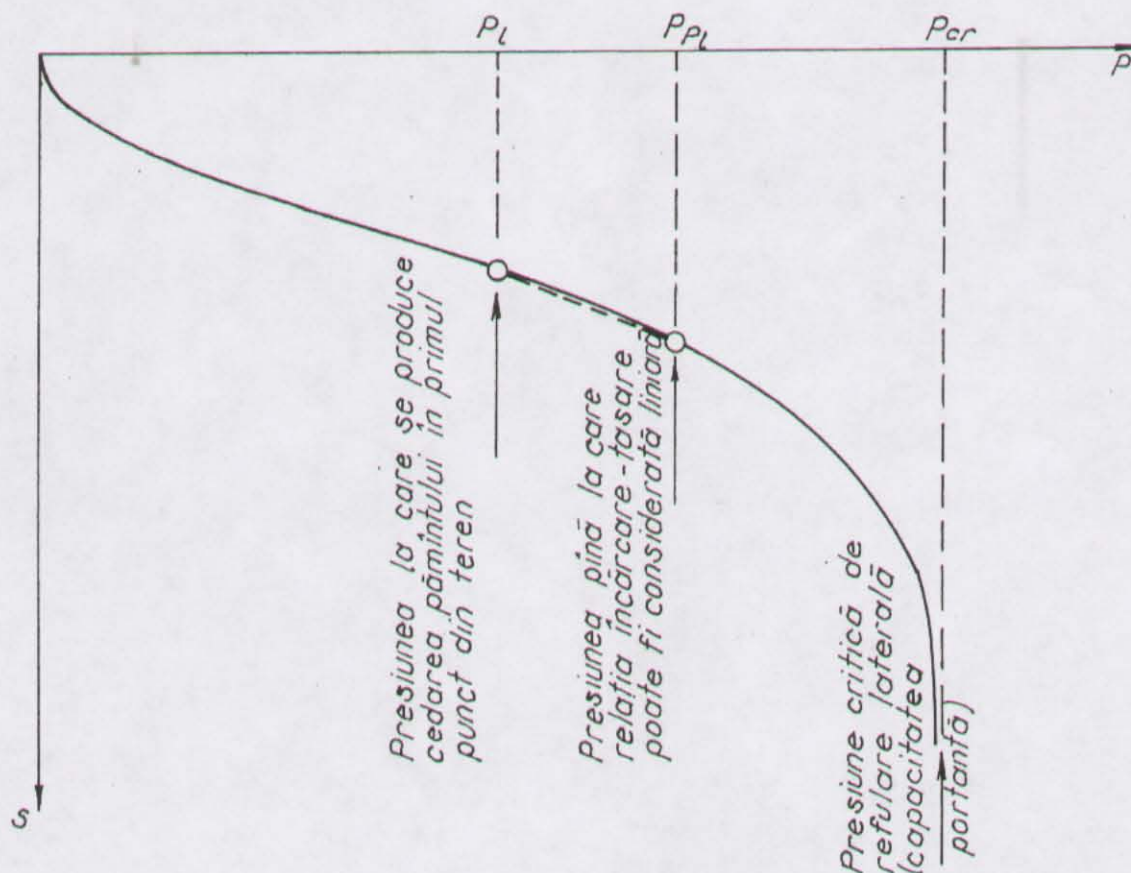
În evoluția tasării terenului de fundare se disting trei faze importante, pe măsura creșterii încărcării :

- La trepte mici de încărcare predomină deformările volumice prin reducerea porozității , relația p-s este liniară , tasarea tinde să se amortizeze în timp .
- Atingerea condiției de cedare plastică în primul punct din cuprinsul terenului de fundare . Pînă la o anumită dezvoltare a zonelor plastice relația p-s este încă liniară , predomină deformările volumice dar apar și deformări de distorsiune . Dincolo de o anumită dezvoltare a zonelor plastice deformările de distorsiune devin predominante și imprimă un caracter neliniar relației p-s . Tasările cresc continuu în timp .
- Pe măsura creșterii încărcării zonele plastice se extind unindu-se între ele și formînd suprafețe de cedare . Tasările cresc nelimitat pentru trepte mici de încărcare .

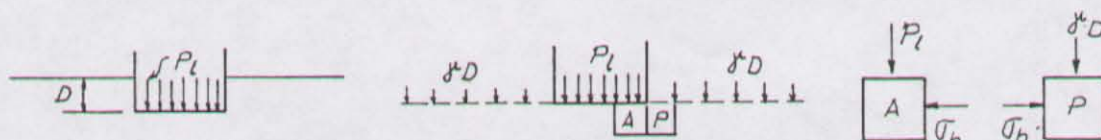


Cele trei faze sînt separate prin valori caracteristice ale presiunii transmise de fundație :

- **Presiunea limită (p_l)** ➡ presiunea repartizată de fundație la care se produce cedarea în primul punct din cuprinsul terenului de fundare . Pînă la " p_l " au loc numai deformații volumice .
- **Presiunea de cedare plastică locală (p_{pl})** ➡ presiunea pînă la care relația p-s poate fi considerată liniară . Pînă la " p_{pl} " extinderea zonelor plastice este limitată . Deși apar și deformații de distorsiune predomină deformațiile volumice .
- **Presiunea critică de refulare laterală (p_{cr})** ➡ presiunea transmisă de fundație pentru care se produce ruperea terenului de fundare . " p_{cr} " reprezintă **capacitatea portantă a fundației** .

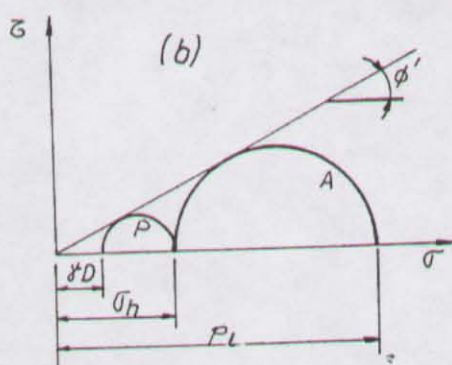


CALCULUL PRESIUNII LIMITĂ



- Fundație continuă
- Elementul "A" atinge starea limită activă când efortul vertical devine egal cu " p_l " iar elementul "P" atinge starea limită pasivă sub efort vertical constant " $\gamma \cdot D$ ".
- Considerînd frecarea dintre fundație și teren nulă, eforturile normale ce acționează asupra celor două elemente sînt eforturi principale.

◆ Analiza în eforturi efective (cazul $c' = 0$)



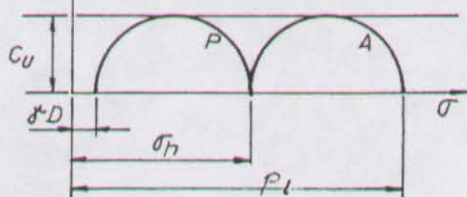
$$\sin \phi' = (\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')$$

$$\sin \phi' = (p_l - \sigma_h) / (p_l + \sigma_h) \dots (A)$$

$$\sin \phi' = (\sigma_h - \gamma D) / (\sigma_h + \gamma D) \dots (P)$$

$$\Rightarrow p_l = \gamma D \tan^2(45 + (\phi'/2))$$

◆◆ Analiza în eforturi totale (cazul $\phi_u = 0$)



$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c_u$$

$$p_l - \sigma_h = 2c_u \dots (A)$$

$$\sigma_h - \gamma D = 2c_u \dots (P)$$

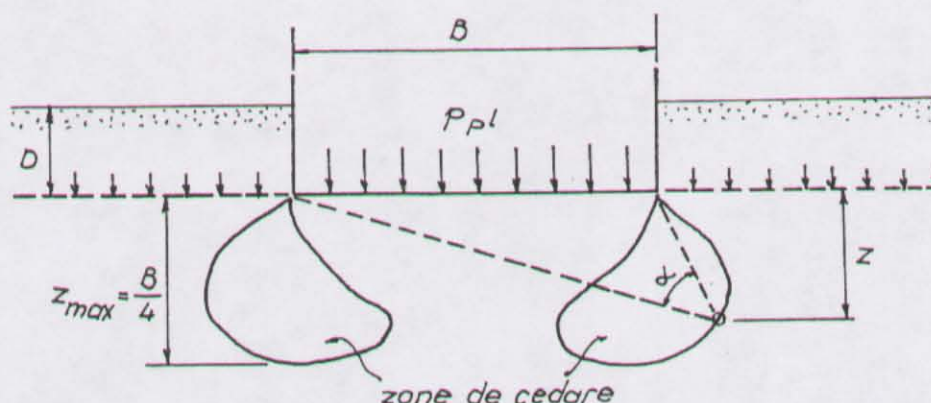
$$\Rightarrow p_l = \gamma D + 4c_u$$

În cazul general se poate scrie :

$$p_l = \gamma D N_q + c N_c ;$$

N_q și N_c = factori adimensionali funcție de ϕ Se constată că " p_l " depinde de " D " dar nu depinde de dimensiunile în plan ale fundației.

CALCULUL PRESIUNII DE CEDARE PLASTICĂ LOCALĂ



- Fundație continuă
- Se admite o adâncime de extindere a zonelor plastice $z_{\max} = B / 4$

$$\sigma_{1,3} = (p_{pl} / \pi)(\alpha \pm \sin \alpha) + \gamma (D + z)$$

$\sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \Rightarrow z = f_1 (p_{pl}, \alpha, \phi) : \text{locul geometric al punctelor în care cedarea a avut loc}$

$$\delta z / \delta \alpha = 0 \Rightarrow \alpha_0 = f_2 (p_{pl}, \phi)$$

$$\Rightarrow z_{\max} = f_1 (p_{pl}, \alpha_0, \phi) = f_3 (p_{pl}, \phi) = B / 4$$

$$\Rightarrow p_{pl} = \gamma B N_1 + \gamma D N_2 + c N_3$$

$N_1, N_2, N_3 = \text{factori numerici adimensionali, funcție de } \phi.$

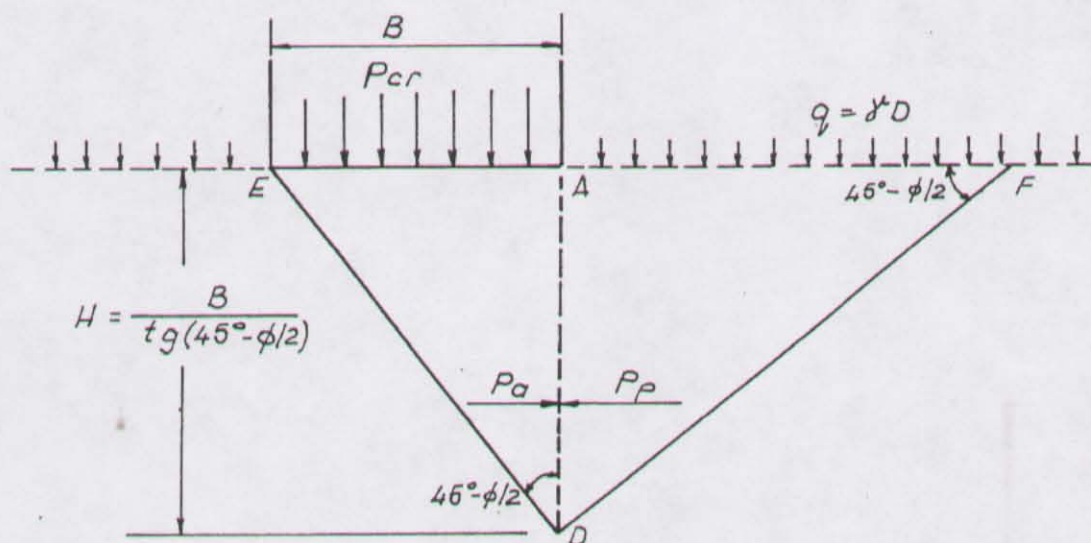
Se constată că " p_{pl} " depinde de dimensiunile în plan ale fundației.

Observații

- Presiunea limită și presiunea plastică au semnificația unor presiuni acceptabile pe talpa fundației, adică a unor presiuni care nu trebuie afectate cu un coeficient de siguranță, dacă se dorește determinarea dimensiunilor în plan ale fundației.
- Pînă la atingerea presiunii plastice extinderea zonelor plastice este limitată iar relația p-s are caracter cvasiliniar.

CALCULUL PRESIUNII CRITICE DE REFULARE LATERALĂ

◆ SUPRAFAȚA DE CEDARE ALCĂTUITĂ DIN DOUĂ SUPRAFETE PLANE



Fundație continuă

P_a = împingerea activă dată de prismul ADE

P_p = rezistența pasivă dată de prismul ADF

$$P_a = (1/2)\gamma H^2 k_a - 2cH(k_a)^{1/2} + p_{cr}Hk_a$$

$$P_p = (1/2)\gamma H^2 k_p + 2cH(k_p)^{1/2} + qHk_p$$

cu $H = B \cdot \tan(45^\circ + (\phi/2)) = B \cdot (k_p)^{1/2}$ și $k_a = 1/k_p$

La echilibru limită $P_a = P_p$

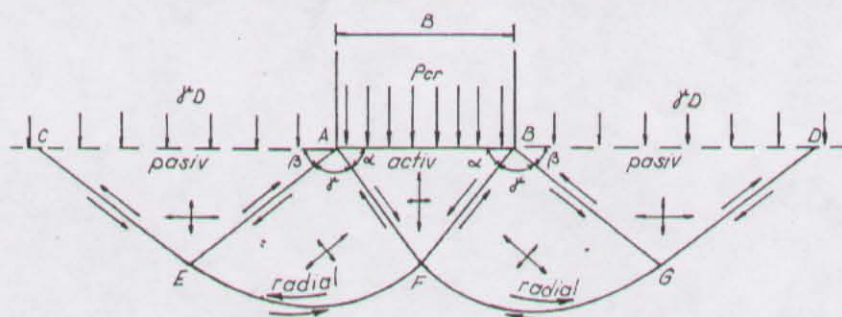
$$\Rightarrow p_{cr} = (1/2)\gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c$$

N_γ, N_q, N_c = factori de capacitate portantă, funcție de " ϕ ".

q = suprasarcina la nivelul tălpii fundației lateral acesteia

$$q = q_0 + \gamma D$$

◆ SUPRAFEȚE CURBE DE CEDARE



$$\begin{aligned}\alpha &= 45^\circ + \phi/2 \\ \beta &= 45^\circ - \phi/2 \\ \gamma &= 90^\circ\end{aligned}$$

Spirală logaritmică

a) În cazul neglijării greutății proprii a pământului ($\gamma = 0$) :

$$p_{cr} = qN_q + cN_c$$

- Pentru argilele saturate, încărcate rapid în condiții nedrenate ($\phi_u = 0$) spirala logaritmică devine un arc de cerc ($\alpha = \beta = 45^\circ$, $\gamma = 90^\circ$) și se obține :

$$p_{cr} = (2 + \pi)c_u + q = 5.14c_u + q$$

b) În cazul pământurilor necoezive și fără suprasarcină ($c = 0$, $q = 0$) :

$$p_{cr} = (1/2)\gamma BN_\gamma$$

Însumînd expresiile obținute în cazurile a) și b) se obține :

$$p_{cr} = (1/2)\gamma BN_\gamma + qN_q + cN_c$$

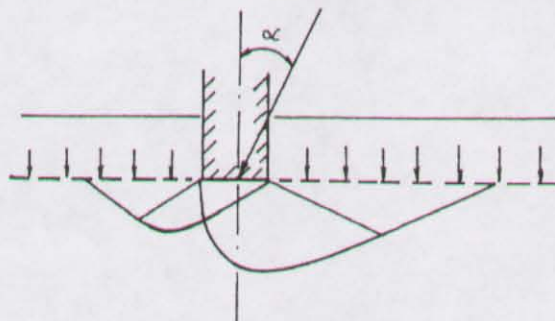
Erorile rezultate prin suprapunerea efectelor : max $\pm 17\%$.

EFFECTUL DIMENSIUNILOR ÎN PLAN ALE FUNDAȚIEI

$$p_{cr} = (1/2)\gamma BN_\gamma s_\gamma + qN_q s_q + cN_c s_c$$

s_γ , s_q , s_c = factori empirici de corecție care sînt funcție de raportul (L/B) . Pentru $L/B > 10$: $s_\gamma = s_q = s_c = 1$.

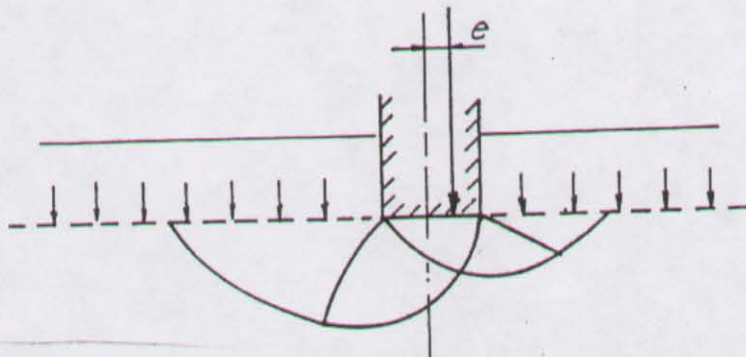
EFFECTUL ÎNCLINĂRII REZULTANTEI



$$p_{cr} = (1/2)\gamma BN_\gamma i_\gamma + qN_q i_q + cN_c i_c$$

i_γ , i_q , i_c = factori empirici de corecție care sînt funcție de " α " .

EFFECTUL EXCENTRICITĂȚII REZULTANTEI



$$p_{cr} = (1/2)\gamma B N_{\gamma} e_{\gamma} + q N_q e_q + c N_c e_c$$

e_{γ}, e_q, e_c = factori empirici de corecție funcție de (e/B) .

$$e < B/6$$

Observație

În cazul unei fundații avînd lungimea comparabilă cu lățimea , acționată de o forță înclinată și excentrică , se poate utiliza următoarea regulă empirică :

$$(V / R_v) + (H / R_h) < 1$$

V, H = componentele , verticală și orizontală , ale rezultantei înclinate

R_v și R_h = forțele limită , verticală și orizontală , ce pot fi preluate de fundație :

$$R_v = p_{cr} A$$

$$R_h = V \operatorname{tg} \delta + c_w A$$

δ = unghiul de frecare fundație-teren

c_w = adeziunea fundație-teren

A = aria efectivă a tălpii fundației :

- pentru încărcare centrică - $A = B \cdot L$

- pentru încărcare excentrică - $A = (B - 2e_B)(L - 2e_L)$

e_B, e_L = excentricitățile după cele două laturi ale fundației

PRESIUNI ACCEPTABILE ȘI PRESIUNI CONVENȚIONALE DE CALCUL PENTRU FUNDAȚIILE DE SUPRAFAȚĂ

Presiunea efectivă (p_{ef}) aplicată la nivelul tălpii fundației este încărcarea totală împărțită la aria fundației .

Presiunea netă (p_{net}) reprezintă creșterea netă de presiune la talpa fundației : $p_{net} = p_{ef} - \gamma D$. Presiunea netă este singura care produce tasări și eventual cedarea prin forfecare a terenului de fundare .

Factorul de siguranță în raport cu presiunea netă este :

$$F_s = p_{cr\ net} / p_{net} .$$

$$p_{cr\ net} = p_{cr} - \gamma D = (1/2)\gamma B N_\gamma + \gamma D(N_q - 1) + c N_c$$

La fundațiile de suprafață , realizate în terenuri avînd valori ridicate ale unghiului ϕ F_s funcție de presiunile nete este foarte apropiat ca valoare de F_s funcție de presiunile efective :

$$F_s = p_{cr} / p_{ef}$$

Odată adoptată valoarea factorului de siguranță unic , funcție de clasa construcției , gruparea de încărcări și de gradul de cunoaștere a condițiilor terenului de fundare , se poate estima valoarea presiunii acceptabile pe talpa fundației :

$$p_{net\ acc} = p_{cr\ net} / F_s \quad \text{sau} \quad p_{ef\ acc} = p_{cr} / F_s$$

În normele românești sînt incluse tabele de presiuni convenționale de calcul , care au semnificația unor presiuni acceptabile sau admisibile pe talpa fundației , stabilite pe baza experienței acumulate în timp . Valorile presiunilor convenționale sînt valori de bază care corespund unei fundații cu lățimea $B=0.6...1.0$ m și adîncimea $D=1.0.....2.0$ m . Pentru fundații avînd lățimea și adîncimea diferite de aceste valori se aplică factori de corecție în calculul presiunii convenționale .

CAPACITATEA PORTANTĂ A FUNDAȚIILOR DE ADÎNCIME

Capacitatea portantă la încărcări axiale a fundațiilor de adîncime de tipul piloților , coloanelor și baretelor , este dictată de rezistența la contactul bazei pilotului cu terenul (p_v) și de rezistența medie de frecare pe suprafața laterală a pilotului (p_l) :

$$P_{cap} = p_v A_v + p_l A_l$$

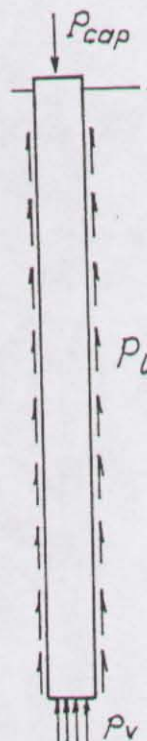
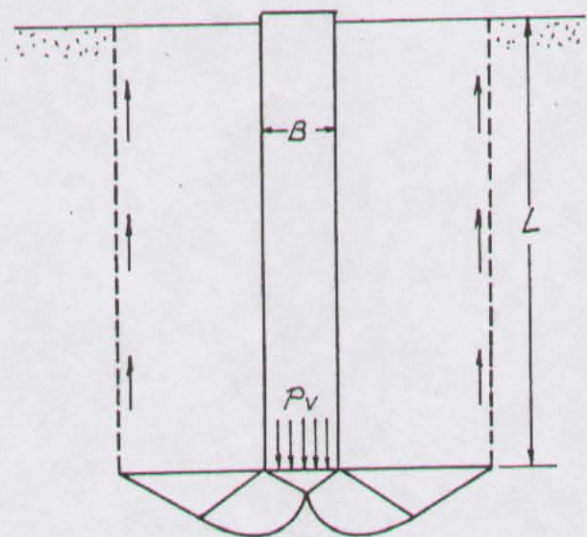
A_v , A_l = aria bazei și respectiv aria suprafeței laterale a pilotului în contact cu terenul .

$$p_v = qN_q + cN_c$$

Pentru **pămînturi necoezive** ($c=0$) :

$$p_v = \gamma D N_q .$$

Valorile N_q au fost stabilite adoptînd următoarea schemă de calcul :



Ecuția de mai sus indică o creștere liniară p_v funcție de D .În realitate ecuația este valabilă pînă la adîncimi de circa $(15-20)B$, dincolo de care p_v rămîne constant . $\Rightarrow$ Pentru mobilizarea integrală a rezistenței pe vîrf este necesar ca pilotul să pătrundă cel puțin pe această adîncime în stratul de nisip . Prelungirea în continuare a fișei pilotului nu mai conduce la nici un spor al valorii p_v .



Pentru pământurile coezive :

$$p_v = c_u N_c + \gamma D$$

" N_c " este funcție de (D/B) . Pentru $D/B > 4 \Rightarrow N_c = 9$

$$\Rightarrow p_{v \text{ net}} = p_v - \gamma D = c_u N_c \cong 9c_u$$

Pentru pământuri necoezive :

$$p_l = k \sigma_v' \operatorname{tg} \delta$$

Pentru pământuri coezive în eforturi totale :

$$p_l = \alpha c_u$$

Pentru pământuri coezive în eforturi efective :

$$p_l = (1 - \sin \phi_d') \sigma_v' \operatorname{tg} \phi_d'$$

În cazul unei stratificații omogene , " p_l " variază cu adâncimea datorită creșterii presiunii litologice efective . Ca urmare , calculul se face pe strate elementare , în cuprinsul cărora caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor și efortul efectiv vertical se consideră constante , valoarea capacității portante rezultând prin însumare :

$$P_{\text{cap}} = p_v A_v + \sum p_l A_l$$

PREVEDERILE NORMELOR ROMANESTI PENTRU EVALUAREA TASARII TERENULUI DE FUNDARE

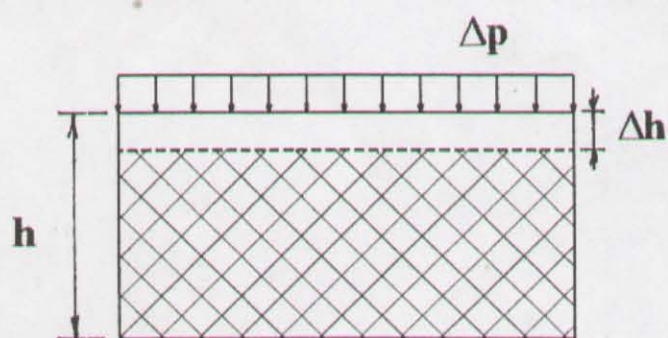
Sint prevazute **doua metodologii** :

- 1) **Metoda insumarii tasarilor stratelor elementare**
- 2) **Metoda stratului liniar deformabil de grosime finita**

Caracteristicile de deformabilitate utilizate in calculul tasarii :

- modulul de deformatie liniara (**E**)
- coeficientul de deformatie laterala (**v**)

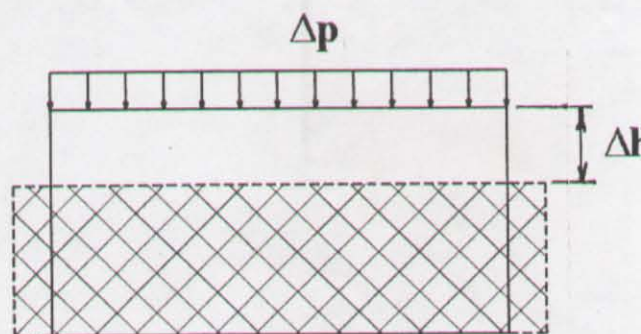
E - se poate determina prin incercari de **teren** cu **placa** , sau indirect , pe baza modulului de deformatie **edometric** ,**M** . Teoretic datorita fretarii laterale : **M > E** . In norme : **E = M₀ M** cu **M₀ > 1** , pentru a tine seama de efectul deranjarii structurii naturale a paminturilor coezive prin operatiile de recoltare si transport a probelor de laborator . Pentru **nisipuri M₀ = 1** .



laborator

$$M = \Delta p / (\Delta h / h)$$

$$v = 0$$



teren

$$E = \Delta p / (\Delta h / h)$$

$$v \neq 0$$

v -are valori cuprinse intre **0.27** , pentru **pietrisuri** ,si **0.42** ,pentru **argile** .

Se considera o fundatie cu dimensiunile in plan **BxL** aflata la adincimea **D** , actionata la nivelul talpii de o incarcare normata centrica **N = P + G** .

P = incarcarea permanenta adusa de structura la nivelul terenului

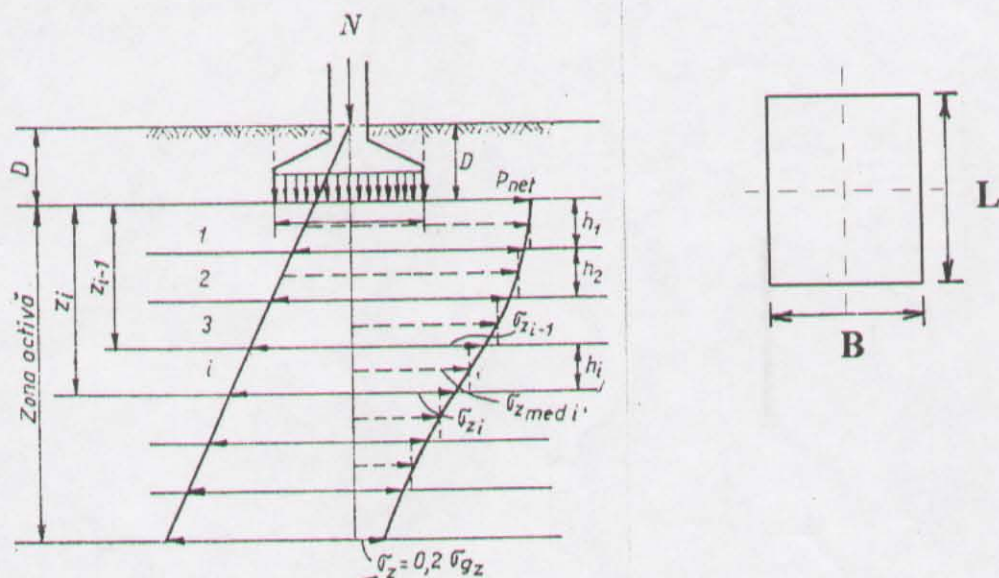
G = greutatea proprie a fundatiei si a pamintului de deasupra fundatiei .

Presiunea efectiva pe talpa fundatiei este :

$$p_{ef} = N / A = (P+G) / (L \times B)$$

Presiunea neta pe talpa fundatiei este :

$$p_{net} = p_{ef} - \gamma D$$



METODA INSUMARII TASARILOR STRATELOR ELEMENTARE

Etape :

- 1) Se imparte terenul de fundare in strate elementare de grosime $h_i \leq 0.4B$. Limitele naturale intre stratele geologice , inclusiv nivelul apei subterane constituie limite obligatorii intre stratele elementare .

2) Se calculeaza eforturile verticale σ_z , datorate presiunii nete pe talpa fundatiei, si eforturile din sarcina geologica σ_{gz} , la limitele intre strate si se reprezinta la o scara convenabil aleasa, luind ca axa de referinta verticala prin centrul fundatiei. Pe verticala centrului fundatiei, eforturile verticale datorate presiunii nete transmise de fundatie, se calculeaza cu relatia :

$$\sigma_z = \alpha_0 p_{net}$$

$\alpha_0 \Rightarrow$ din tabele functie de L/B si z/B .

Pe baza diagramelor σ_{gz} si σ_z se defineste **zona activa**, care se limiteaza la adincimea z_0 obtinuta din conditia :

$$\sigma_z \leq 0.2 \sigma_{gz}.$$

Observatii :

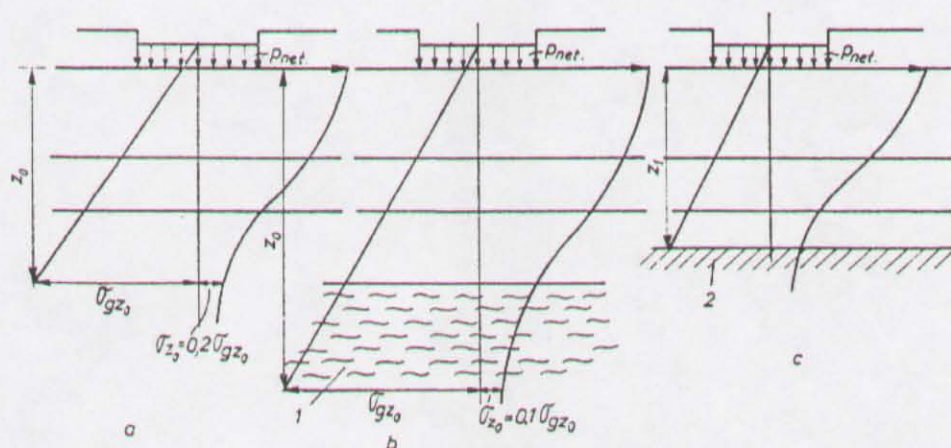
- Cind limita inferioara a zonei active se gaseste in cuprinsul unui strat avind $E < 50 \text{ daN/cm}^2$ adincimea z_0 se majoreaza prin includerea acestui strat sau pina la indeplinirea conditiei :

$$\sigma_z \leq 0.1 \sigma_{gz}$$

- Daca in cuprinsul zonei active se intilneste un strat practic incompresibil ($E > 1000 \text{ daN/cm}^2$) adincimea zonei active se limiteaza la suprafata stratului respectiv.

- Pentru constructii de latime foarte mare (rezervoare, silozuri, ramblee inalte), limita inferioara a zonei active este data de conditia :

$$\sigma_z \leq 0.5 \sigma_{gz}$$



3) Se calculeaza tasarea stratului elementar **i** admitind ca efortul vertical σ_z este constant in cuprinsul stratului elementar **i** si are valoarea :

$$\sigma_{zi}^{med} = (\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf})/2$$

Aplicind legea lui Hooke tasarea stratului elementar **i** este :

$$\Delta h_i = (\sigma_{zi}^{med} / E_i) h_i$$

4) Tasarea fundatiei rezulta :

$$s = \beta \sum (\sigma_{zi}^{med} h_i / E_i)$$

$\beta = 0.8$ este un coeficient de corectie care urmareste sa apropie tasarile calculate de cele masurate tinind seama ca fundatia nu este perfect flexibila asa cum se considera in calculul eforturilor σ_z

METODA STRATULUI LINIAR DEFORMABIL DE GROSIME FINITA

Se aplica in cazul in care in cuprinsul zonei active a fundatiei apare un strat practic incompresibil , avind **$E > 1000 \text{ daN/cm}^2$** sau atunci cind fundatia are latimea **$B > 10\text{m}$** , iar stratele din cuprinsul zonei active se caracterizeaza prin valori **$E > 100 \text{ daN/cm}^2$** .

Se porneste de la expresia **tasarii elastice** stabilita de **Egorov** , pentru cazul unei incarcari uniform distribuite de intensitate **p** , aplicata la suprafata unui strat omogen , izotrop si liniar elastic , de grosime limitata , avind la baza un strat practic incompresibil :

$$s_e = pBk(1-\nu^2) / E$$

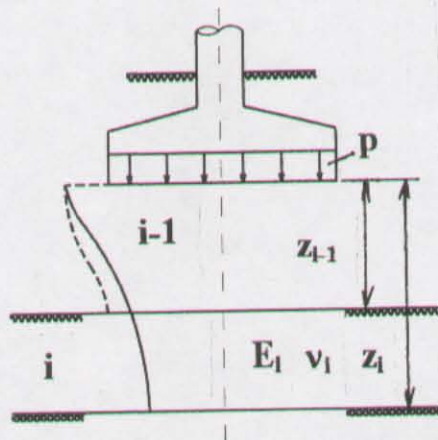
B = latimea sau diametrul suprafetei de incarcare

k = coeficient functie de forma suprafetei de incarcare si de pozitia relativa a patului incompresibil

Zona activa se imparte in strate cu caracteristici de deformabilitate **E** si **ν** diferite .

Tasarea stratului **i** situat între adâncimile z_i și z_{i-1} , se poate scrie :

$$\Delta h_i = s_{e,i} - s_{e,i-1} = pB(k_i - k_{i-1})(1 - \nu_i^2) / E$$

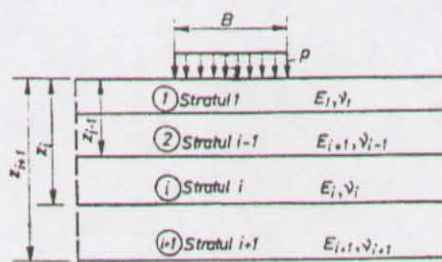


Tasarea totală va fi suma tasărilor straturilor din cuprinsul zonei active pînă la adîncimea z_0 :

$$s = mpB \sum (k_i - k_{i-1})(1 - \nu_i^2) / E_i$$

m = coeficient de corecție funcție de raportul z_0/B

k_i, k_{i-1} = date în tabele funcție de rapoartele $(L/B, z_i/B)$ și $(L/B, z_{i-1}/B)$



PREVEDERILE NORMELOR ROMANEȘTI PENTRU CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE CAPACITATE PORTANTĂ

⊖ Cazul fundațiilor directe cu talpa orizontală :

$$p'_{ef} \leq m_c \cdot p_{cr}$$

$$p'_{ef} = V / (L' \cdot B')$$

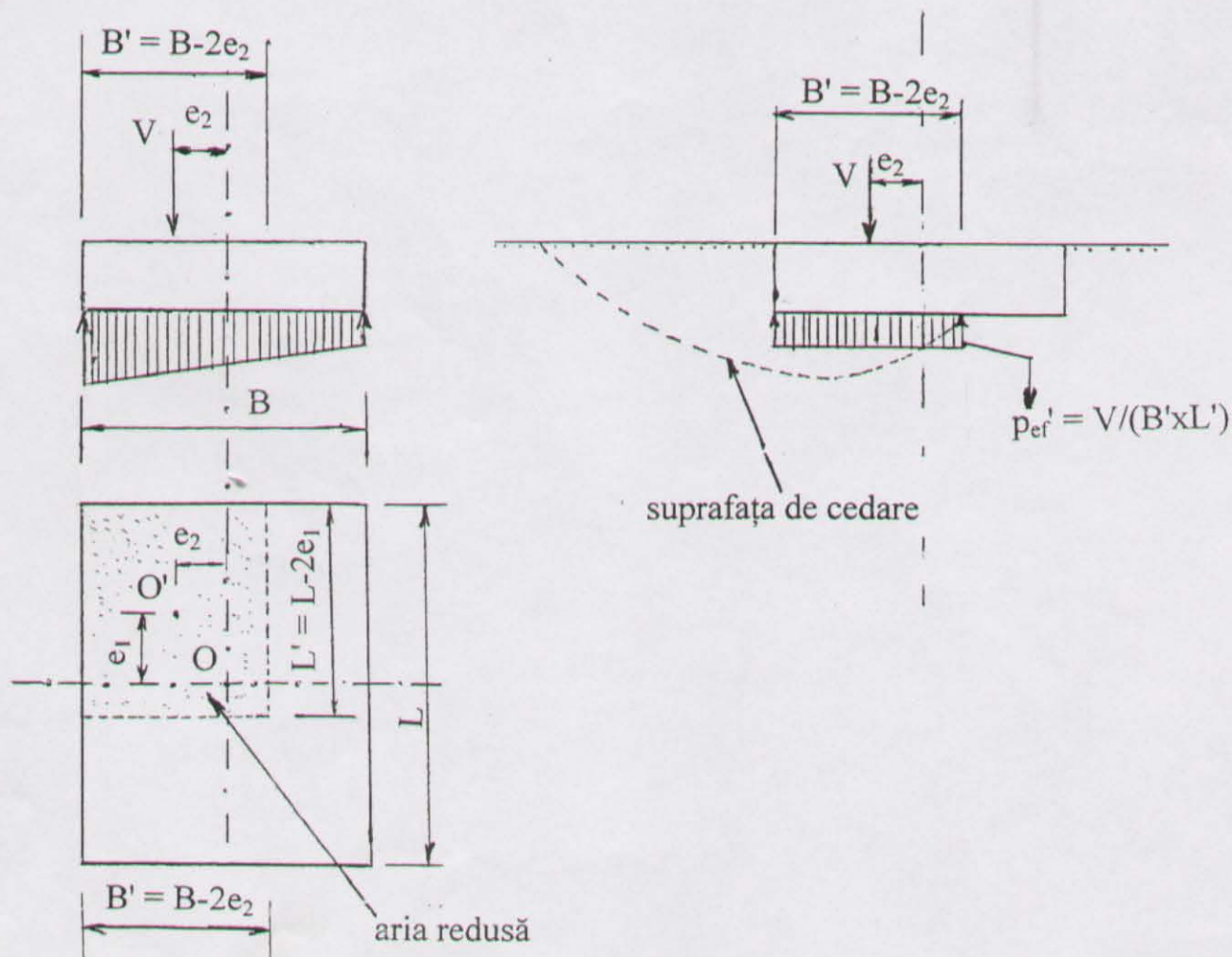
V = componenta verticală a rezultantei încărcării de calcul provenită din gruparea specială ;

L' , B' = dimensiunile reduse ale tăpii fundației :

$$L' = L - 2e_1 ; B' = B - 2e_2$$

e_1 , e_2 = excentricitățile rezultantei încărcării de calcul față de axa transversală , respectiv axa longitudinală a fundației ;

m_c = coeficientul condițiilor de lucru egal cu 0.9 .



p_{cr} utilizat este o presiune **efectivă** și nu o presiune **netă** :

$$p_{cr} = \gamma B' N_{\gamma} \lambda_{\gamma} i_{\gamma} + q N_q \lambda_q i_q + c N_c \lambda_c i_c$$

γ = greutatea volumică a stratelor de pământ de sub talpa fundației

c = coeziunea stratelor de pământ de sub talpa fundației .

N_{γ} , N_q , N_c = coeficienți de capacitate portantă funcție de valoarea unghiului de frecare internă al stratelor de pământ de sub talpa fundației ;

λ_{γ} , λ_q , λ_c = coeficienți de formă ai tălpii fundației funcție de raportul (L/B) ;

i_{γ} , i_q , i_c = coeficienți care reprezintă influența înclinării rezultantei față de verticală. Pentru înclinări mai mici de 5° ($H < 0.1V$) , valorile coeficienților i sînt egale cu unitatea .

Observatii :

-Stabilirea **preliminară a dimensiunilor în plan** ale fundației se face pe baza **presiunilor convenționale** , care au caracterul unor **presiuni acceptabile** sau **admisibile** pe talpa fundației .

- Calculul pe baza presiunilor convenționale poate fi considerat drept **calcul definitiv** al terenului de fundare , în cazul **structurilor insensibile la tasări** , **realizate pe terenuri de fundare bune** (roci stîncoase și semistîncoase , bolovănișuri , pietrișuri , nisipuri îndesate , argile consistente , etc.).

La calculul preliminar sau definitiv trebuie respectată condiția :

- pentru încărcări centrice $\Rightarrow p_{ef} \leq m_1 \cdot p_{conv}$

- pentru încărcări excentrice pe o direcție $\Rightarrow p_{ef \max} \leq m_2 \cdot p_{conv}$

- pentru încărcări excentrice pe ambele direcții $\Rightarrow p_{ef \max} \leq m_3 \cdot p_{conv}$

p_{ef} și $p_{ef \max}$ = presiunea medie verticală pe talpa fundației , respectiv presiunea efectivă maximă pe talpa fundației ;

p_{conv} = presiunea convențională de calcul ;

m_i = coeficientul condițiilor de lucru funcție de gruparea de acțiuni

m_i	Gruparea fundamentală	Gruparea fundamentală suplimentată	Gruparea specială
m_1	1.0	1.1	1.2
m_2	1.2	1.3	1.4
m_3	1.4	1.5	1.6

Presiunile convenționale de calcul se stabilesc pornind de la **valorile de bază**, care sînt date pentru următoarele tipuri de terenuri de fundare:

- roci stîlcoase
- roci semistîlcoase
- pămînturi necoezive : la nisipurile mari și mijlocii, valorile sînt date funcție de gradul de îndesare ; la nisipuri fine și prăfoase, valorile sînt diferențiate în plus și după gradul de saturație ;
- pămînturi coezive : valorile sînt date funcție de indicele porilor, e și indicele de consistență, I_c ;
- umpluturi : valorile se diferențiază funcție de natura pămîntului de umplutură și tehnologia de execuție .

Valorile de bază corespund unei fundații avînd lățimea $B = 0.6 \dots 1.0 \text{ m}$ și aflată la adîncimea $D = 1.0 \dots 2.0 \text{ m}$. Pentru alte valori B și D , presiunea convențională de calcul se stabilește aplicînd valorii presiunii convenționale de bază, $p_{\text{conv}}^{\text{bază}}$, corecțiile corespunzătoare de lățime, c_l , și de adîncime, c_a :

$$p_{\text{conv}} = p_{\text{conv}}^{\text{bază}} + c_l + c_a$$

★ c_l se determină cu relația :

$$c_l = \alpha \cdot p_{\text{conv}}^{\text{bază}}$$

- pentru $B \geq 5 \text{ m}$, $\alpha^{\text{max}} = 0.5$ în cazul bolovănișurilor, pietrișurilor și nisipurilor și $\alpha^{\text{max}} = 0.2$ în cazul nisipurilor prăfoase și pămînturilor argiloase .

- pentru $1 \text{ m} < B < 5 \text{ m}$, α se determină prin interpolare liniară .

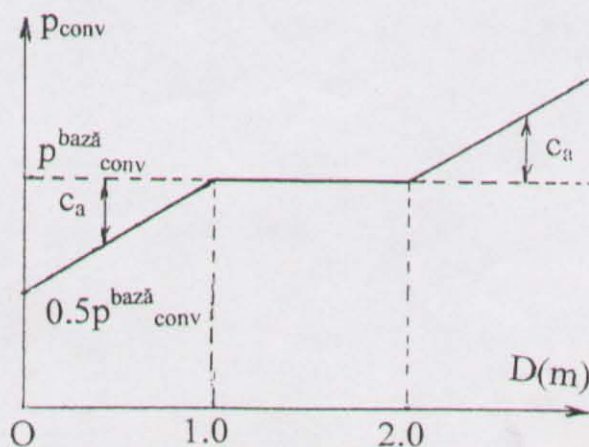
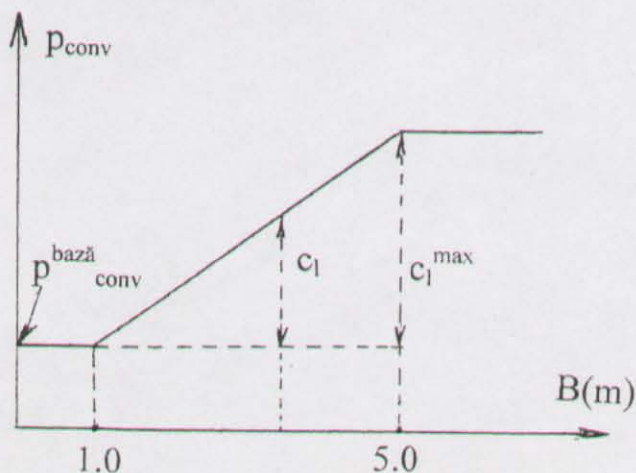
★ c_a se stabilește funcție de adîncimea de fundare D astfel :

- dacă $D < 1 \text{ m} \Rightarrow c_a = -0.5 p_{\text{conv}}^{\text{bază}} (1-D)$

- dacă $D > 2 \text{ m} \Rightarrow c_a = k \gamma^* (D-2)$

k = coeficient funcție de tipul pămîntului

γ^* = greutatea volumică medie a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundației



PREVEDERILE NORMELOR ROMANEȘTI PENTRU CALCULUL LA STĂRILE LIMITĂ DE STABILITATE A POZIȚIEI

Verificarea la starea limită de răsturnare

- se efectuează pentru infrastructurile care pot suferi **rotiri** importante sub acțiunea încărcărilor de calcul .

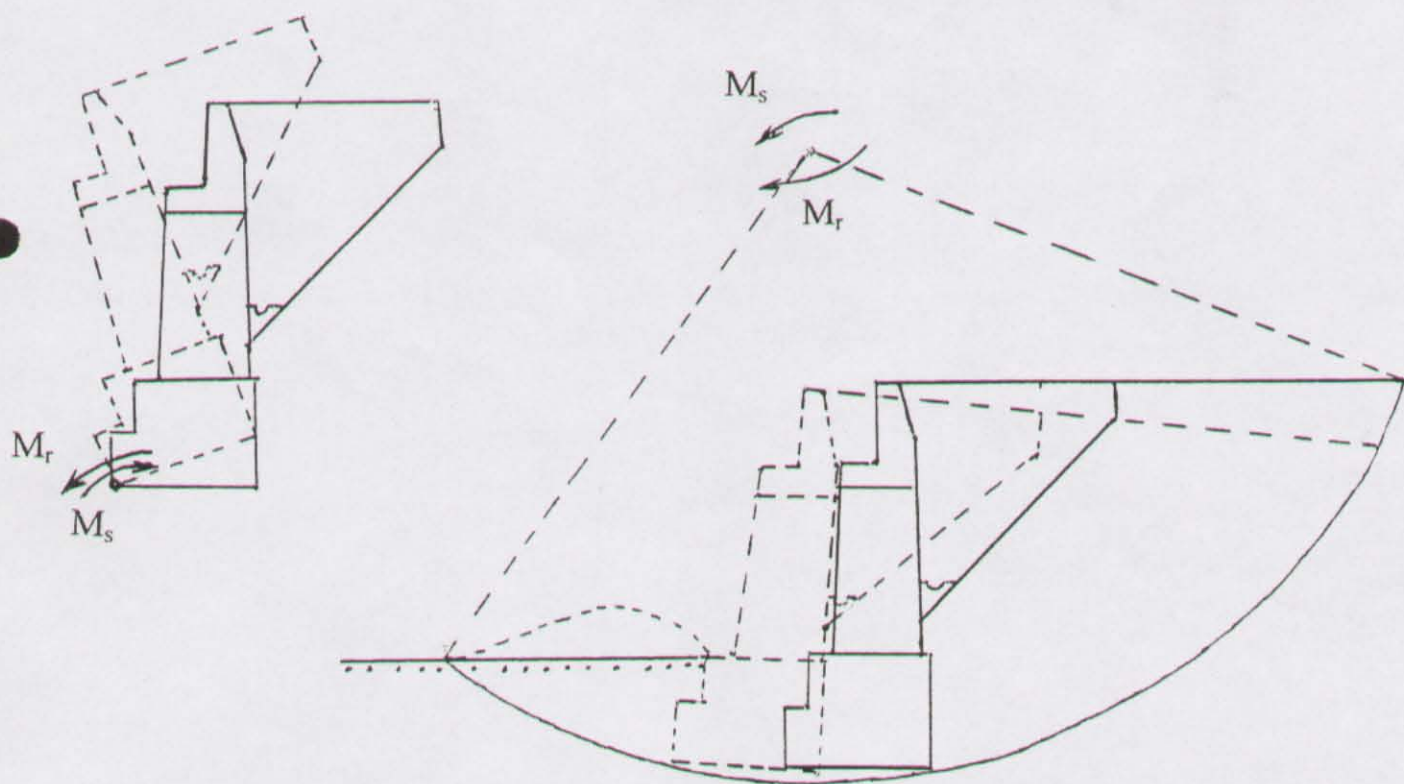
$$M_r \leq m_r \cdot M_s$$

M_r , M_s = momentul de răsturnare , respectiv momentul de stabilitate al încărcărilor de calcul în raport cu punctul față de care poate avea loc răsturnarea infrastructurii

m_r = coeficientul condițiilor de lucru egal cu **0.8** .

Observație :

La infrastructurile fundate pe terenuri cu suprafața înclinată sau pe o platformă situată în apropierea unui versant sau taluz , trebuie efectuată verificarea **stabilității generale** a ansamblului construcție-teren , utilizînd relația de verificare la răsturnare .



Verificarea la starea limită de alunecare

- se efectuează pentru fundațiile la care este posibilă deplasarea sub acțiunea componentei încărcărilor de calcul paralelă cu planul tălpii fundației

$$T \leq m_h (\mu N + c_a B' L')$$

N , T = componenta normală , respectiv paralelă cu planul tălpii fundației a rezultantei încărcărilor de calcul la nivelul tălpii fundației

m_h = coeficientul condițiilor de lucru egal cu **0.8**

μ = coeficientul de frecare pe talpa fundației

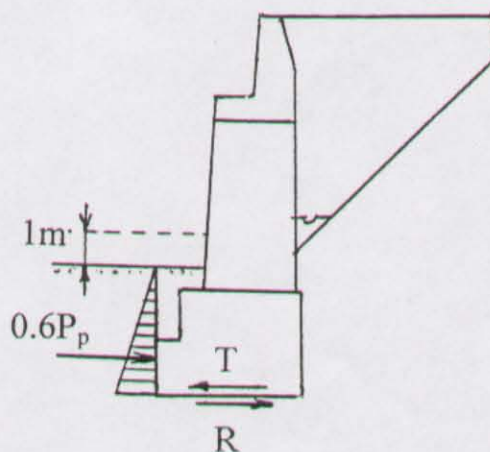
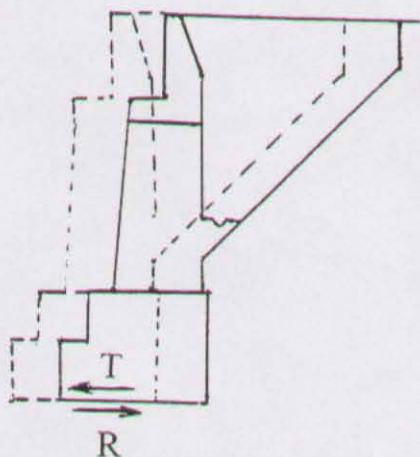
c_a = adeziunea la contactul dintre talpa fundației și teren

L' , B' = dimensiunile reduse ale tălpii fundației :

$$L' = L - 2e_1 , B' = B - 2e_2$$

Observație :

În cazul în care raportul dintre adâncimea de fundare D , și lățimea fundației B , este $D/B \geq 4...5$, iar $D \geq 5$ m și în jurul fundației se asigură o umplutură de calitate, la verificarea la alunecare se poate ține seama de efectul favorabil al rezistenței pasive mobilizate pe fața laterală a fundației spre care acționează rezultanta paralelă cu talpa fundației.



TIPURI DE SĂPĂTURI PENTRU FUNDAȚII

Clasificare :

- a) Din punct de vedere al **utilizării sprijinirilor** săpăturile pot fi :
- 1) săpături cu pereții nesprijiniți ;
 - 2) săpături cu pereții sprijiniți .
- b) După **poziția nivelului apelor subterane** deosebim :
- 1) săpături deasupra nivelului apelor subterane sau săpături în uscat ;
 - 2) săpături sub nivelul apelor subterane .
- c) Funcție de **lățimea săpăturilor** deosebim :
- 1) săpături în spații largi (peste 2.50 m) ;
 - 2) săpături în spații înguste (între 1.00 și 2.50 m) ;
 - 3) săpături în spații foarte înguste (sub 1.00 m) ;
- d) După **modul de execuție** săpăturile pot fi :
- 1) săpături manuale ;
 - 2) săpături mecanizate ;
 - 3) săpături realizate prin explozie .

SPRIJINIRI SIMPLE

Au drept scop sprijinirea săpăturilor de fundații în **uscat** sau în **pământuri cu infiltrații reduse de apă** .

Principiile de bază care stau la baza alcătuirii unei sprijiniri simple :

- 1) Sprijinirea trebuie concepută și realizată astfel încât să permită montarea ei succesivă pe măsura înaintării excavației și retragerea ei pe măsura umplerii săpăturii cu beton .
- 2) Dispozitivele și elementele susținerii trebuie să reziste la împingerea pământului, din greutate proprie și suprasarcina care intervine în timpul construcției .

3) Pentru a preveni deplasarea elementelor sprijinite datorită contracției lemnului prin uscare și pentru ca elementele sprijinirii să intre în solicitare din momentul punerii în operă, aceste elemente trebuie împănate și solidarizate între ele .

După modul de așezare a dulapilor care susțin peretele săpăturii, se deosebesc două tipuri de sprijiniri :

1) **Sprijiniri orizontale**, la care dulapii sînt așezați orizontal, cu sau fără interspații .

2) **Sprijiniri verticale**, la care dulapii în contact cu pămîntul sînt așezați vertical, în general fără interspații .

1) Sprijiniri orizontale

Se folosesc în pămînturi coezive suficient de consistente, pietrișuri și nisipuri îndesate cu o oarecare cimentare, în care săpătura se poate menține un timp scurt nesprijinită pe o înălțime cel puțin egală cu lățimea dulapilor utilizați (20-30cm) .

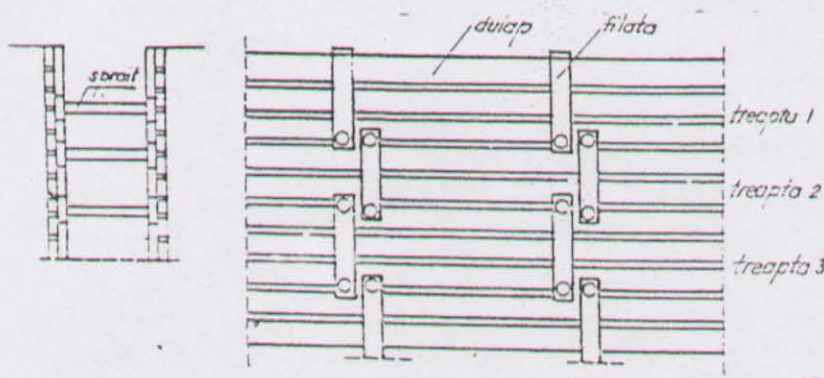
Alcătuire :

a) **Dulapi orizontali** dispuși joantiv sau cu interspații, funcție de coeziunea și consistența pămîntului .

b) **Filate**, elemente verticale de solidarizare a dulapilor orizontali, alcătuite tot din dulapi sau grinzi .

c) **Șpraițuri**, elemente care preiau împingerea de la cei doi pereți, alcătuite din bile sau grinzi .

Ciclul de execuție : săpare-montare dulapi-montare filate și șpraițuri pe înălțimea pasului respectiv. Adîncimea fiecărui pas este dictată de înălțimea pe care pămîntul din cuprinsul stratului respectiv se poate menține nesprijinit în taluz vertical.

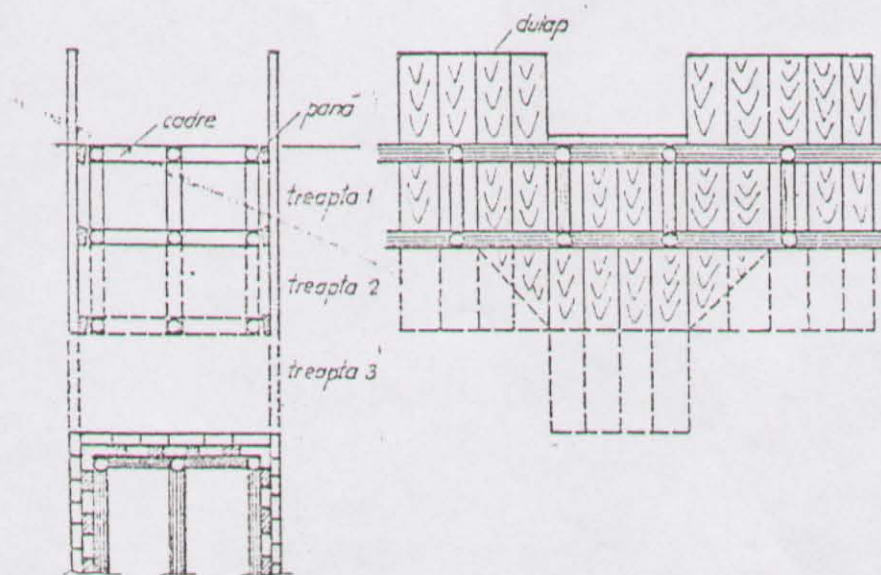


2) Sprijiniri verticale

Se folosesc în pământurile cu coeziune slabă sau fără coeziune , în pământurile de consistență redusă și atunci când sînt de așteptat infiltrații în groapa de fundație. Dulapii verticali, așezați alăturat, sînt introduși prin batere, pe măsura înaintării săpăturii. Pentru ca pămîntul să nu se prăbușească, dulapii se bat înainte de a excava pămîntul din interior, pe o adîncime de 50-60cm .În cazul sprijinirilor verticale adînci, datorită împingerilor mari exercitate de pămînt, filatele și șpraițurile se înlocuiesc prin cadre din bile sau grinzi ecarisate .

Ciclul de execuție : montare cadre la suprafața terenului-baterea dulapilor pe adîncimea primei trepte-executarea săpăturii pe tronsoane de 1.0...1.5 m lățime-desfacerea penelor-montarea unui nou nivel de cadre-baterea în continuare a dulapilor-săparea în continuare la adăpostul dulapilor verticali.

Adîncimea unei sprijiniri executate după această tehnologie este limitată de lungimea dulapilor verticali (max. 10-12m) .



Calculul sprijinirilor simple

Pentru adâncimi de pînă la 3m și lațimi de 1-3m sprijinirile nu se calculează, adoptîndu-se constructiv dimensiuni prescrise ale elementelor componente.

În calculul sprijinirii este necesară evaluarea împingerii pămîntului datorită atît greutății proprii, cît și a eventualelor suprasarcini care pot apare la suprafața terenului.

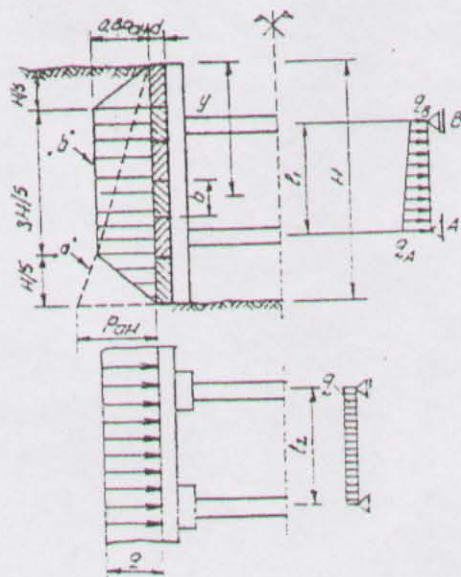


Diagrama împingerii active stabilită conform teoriei Coulomb (a) reprezintă împingerea minimă care poate interveni în calcule. Diagrama considerată în dimensionarea sprijinirilor săpăturilor adînci este diagrama trapezoidală (b) care ține seama de efectul de boltă datorat deplasărilor mai mari de la partea inferioară a peretelui.

Ipoteze de calcul :

- Sprijinirile se descompun în elemente simple (dulapi orizontali, dulapi verticali, șpraițuri sau rigle de cadre orizontale) solicate fiecare de cota aferentă din împingerea pămîntului.
- Nu se ia în considerare continuitatea elementelor, acestea calculîndu-se ca grinzi simplu rezemate între două puncte succesive de sprijinire.

a) **Dulapii orizontali** se calculează ca grinzi încovoiate pe deschiderea l_2 între două filate consecutive. Încărcarea uniform distribuită pe lățimea b a dulapului este $p_{ay} \Rightarrow q = p_{ay} \cdot b$.

Dacă dulapii se dispun cu interspații de lățime c încărcarea este :

$$q = p_{ay} \cdot (b+c)$$

Relația de dimensionare: $\sigma_i = M / W = (ql_2^2/8) / (bd^2/6) \leq \sigma_{ai}$

σ_{ai} = rezistența la încovoiere a lemnului.

b) **Filatele și dulapii verticali** se calculează ca grinzi simplu rezemate în punctele de sprijin pe șpraițuri, avînd deschiderea de calcul l_1 . Încărcările care acționează asupra grinzii simplu rezemate sînt: $q_A = p_{aA} \cdot l_2$ $q_B = p_{aB} \cdot l_2$

Relația de dimensionare: $\sigma_i = M / W = M / (e \cdot f^2/6) \leq \sigma_{ai}$.

M = momentul încovoiator maxim dat de diagrama trapezoidală de încărcare ; e, f = lățimea, respectiv grosimea filatei .

Șpraițurile se calculează ca bare solicate axial la compresie cu flambaj sub efortul axial N , care reprezintă volumul diagramei de presiuni aferent unui șpraiț .

Verificări :

a) **La compresie în lungul fibrelor** (compresiunea șpraițului):

$$\sigma_{c||} = N / (\omega A) \leq \sigma_{ac||}$$

A = aria secțiunii șpraițului

ω = multiplicatorul de flambaj

$\sigma_{ac||}$ = rezistența admisibilă la compresie în lungul fibrelor lemnului .

b) **La compresie normală pe fibre** (strivirea normal pe fibre a filatei la contactul cu șpraițul):

$$\sigma_{c\perp} = N / A \leq \sigma_{ac\perp}$$

$\sigma_{ac\perp}$ = rezistența admisibilă la compresie normală pe fibrele lemnului .

SPRIJINIRI CU PALPLANȘE

Palplanșe: elemente speciale de sprijinire utilizate în cazul săpăturilor cu pereți verticali, adânci, a căror cotă coboară sub nivelul apei subterane.

Rol: sprijinirea pereților săpăturii și realizarea unei incinte etanșe în care apa să nu se mai poată infiltra.

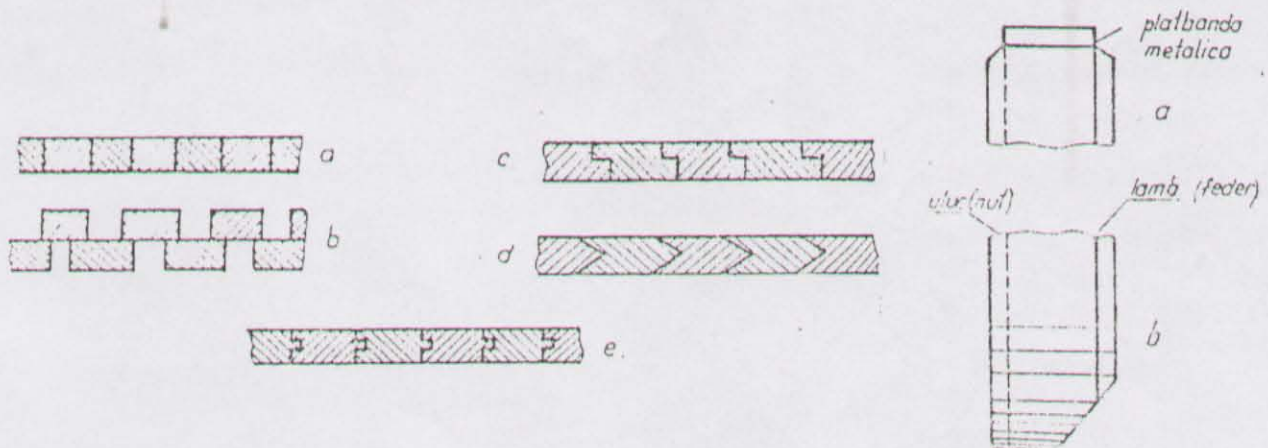
Materiale din care se pot executa: lemn, metal, beton armat.

Palplanșele din lemn se utilizează pentru închiderea unor incinte cu adâncimi de pînă la 8...10m.

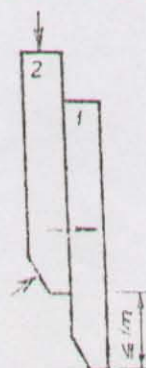
a - dulapi joantivi ; **b** - dulapi suprapuși ; **a,b** -se folosesc la debite mici, cînd nu se impune o etanșare perfectă.

Pentru o etanșare perfectă se folosesc următoarele tipuri de îmbinări:

c - îmbinări în jumătate de lemn ; **d** - îmbinări în coadă de rîndunică ; **e** - îmbinări cu lamb și uluc.



Introducerea în teren a palplanșelor se face prin batere cu sonete de tip ușor sau cu ciocane pneumatice sau prin vibraire. **Capul** palplanșei se fasonează și se protejează cu platbande metalice iar **vîrful** se teșește pe latura cu lamb și se protejează dacă terenul conține pietrișuri și bolovănișuri. Palplanșele de lemn se bat astfel încît ulucul palplanșei care se bate să culiseze pe lambul palplanșei



bătute anterior (palplanșa care se bate apasă asupra palplanșei bătute anterior).

Avantajele palplanșelor din lemn:

- confecționare ușoară ;
- greutatea redusă⇒utilaje simple de introducere în teren ;
- cost relativ redus ;

Dezavantajele palplanșelor din lemn:

- lungimile limitate (8...10m) ;
- imposibilitatea practică a recuperării integrale ;
- imposibilitatea introducerii în pământurile tari ;
- lemnul este un material deficitar.

Palplanșele metalice se utilizează la lungimi mari sau atunci când sînt de străbătut pământuri tari.

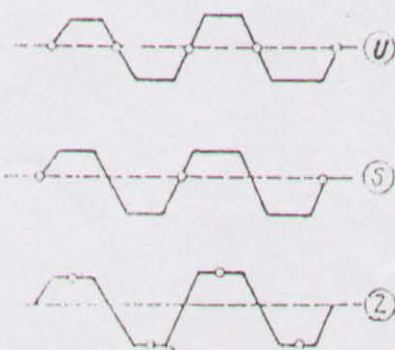
Avantaje:

- fiind elemente cu secțiune redusă și rezistență mare se pot introduce cu ușurință în pământurile tari ;
- au rezistență la încovoiere mare și, ca atare, se pot sprijini înălțimi mari de pământ, fără alte sprijiniri intermediare ;
- sînt foarte etanșe, datorită tipurilor speciale de îmbinări care se pot realiza la elementele metalice ;
- au o durată mare de serviciu, putînd fi recuperate integral și reutilizate de mai multe ori ;
- avînd lungimi mari (20-25m) permit realizarea unor adîncimi mari, care uneori înlocuiesc alte sisteme de executare a săpăturilor adînci (de exemplu chesoane cu aer comprimat).

Forma peretelui de palplanșe = **ondulată** pentru a avea o rezistență mare la încovoiere.

Tipuri caracteristice:

1)palplanșe în U ; 2)palplanșe în S ; 3)palplanșe în Z .



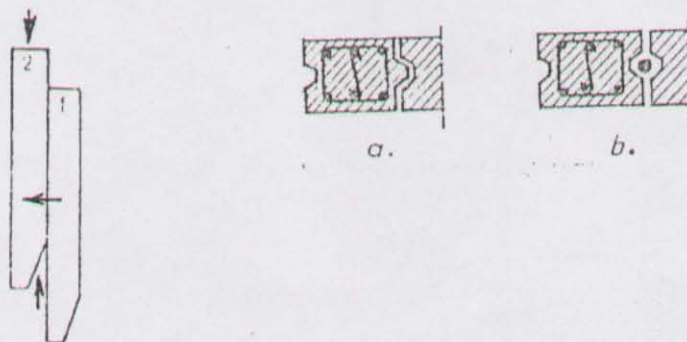
Se notează :

W_p - modulul de rezistență pe metru liniar al peretelui de palplanșe în ipoteza absenței joantelor ;

W_u - modulul de rezistență al peretelui cu joante ; $\Rightarrow W_u = \alpha \cdot W_p$.

α = coeficient cu atît mai mare cu cît numărul de joante interceptat de axa peretelui este mai redus. α = minim pentru palplanșele U și α = maxim pentru palplanșele Z.

Baterea se face astfel încît palplanșa care se bate să **tragă** rostul palplanșei bătute anterior pentru **a nu produce voalarea** peretelui în timpul baterii.



Palplanșele din beton armat se utilizează atunci cînd rămîn înglobate în construcție. Se execută ca elemente prefabricate de secțiune dreptunghiulară sau pătrată, cu grosimea 10...50cm, lățimea fiind de cel mult 50...60cm. Lungimea se limitează la maximum 18...20m datorită greutății mari care dă dificultăți la batere. Profilul este de obicei cu lamb și uluc (**a**) numai pe treimea inferioară a palplanșei. La partea superioară se prevăd două uluce, în spațiul dintre uluce introducîndu-se mortar pentru etanșare. (**b**)

Avantaje: sînt rezistente la acțiunea apelor și se pot adopta cele mai avantajoase profile din punct de vedere al rezistenței secțiunii.

Dezavantaje: rebuturi importante în urma baterii și consum ridicat de armătură necesară pentru preluarea solicitărilor din batere.

CALCULUL SPRIJINIRILOR CU PALPLANȘE

Constă în stabilirea a două elemente principale:

- Adâncimea de batere** în pământ, denumită și fișa palplanșei, care trebuie să asigure stabilitatea și rezistența peretelui, precum și să prevină fenomenul de antrenare hidrodinamică.
- Secțiunea palplanșei** necesară pentru preluarea solicitărilor de încovoiere din împingerea pământului, la care este supus peretele.

Calculul se face pe metru liniar în lungul peretelui în diferite ipoteze de sprijinire.

1) Palplanșă încastrată în pământ și liberă la partea superioară, unde este acționată de o forță concentrată H , reprezentând de exemplu rezultanta presiunii exercitată de o coloană de apă.

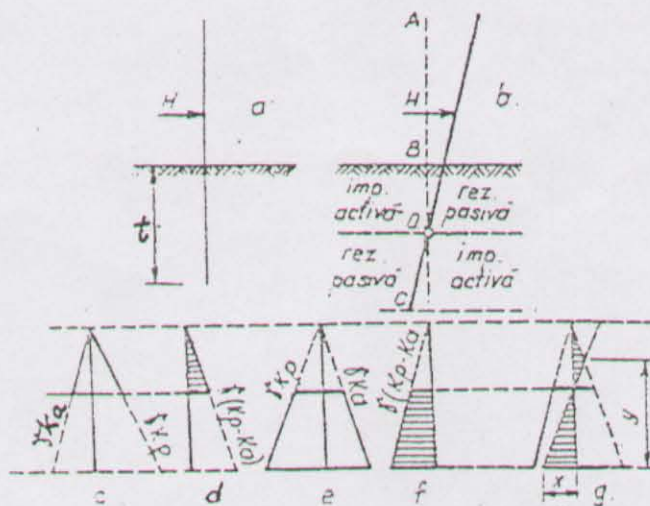


Diagrama presiunilor efectiv mobilizate este definită de mărimile x , y determinate din ecuațiile de echilibru: **proiecție pe orizontală și moment în raport cu punctul C**.

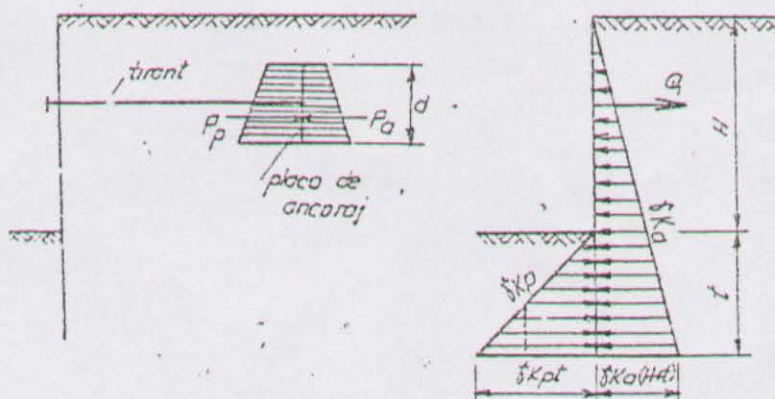
Dacă nu este îndeplinită condiția: $x \leq \gamma \cdot t \cdot (k_p - k_a)$ atunci se modifică fișa palplanșei pînă cînd această condiție este îndeplinită.

Dacă t_0 este fișa palplanșei rezultată din calcule atunci fișa reală, t , va fi : $t = (1.20 \dots 1.25) \cdot t_0$

Odată stabilită fișa palplanșei, se calculează **momentul încovoietor maxim** pentru care se aleg dimensiunile necesare ale secțiunii palplanșei.

2) Palplanșă încastrată în pămînt și rezemată sau ancorată la partea superioară

Rezemarea sau ancorarea palplanșelor la partea superioară se face atunci cînd porțiunea neîncastrată a palplanșei liberă la partea superioară este prea mare și apar momente încovoietoare care pot duce la depășirea valorilor admisibile ale rezistențelor și deformațiilor.



Forțele care asigură stabilitatea palplanșei : Q , forța din ancoraj și **rezistența pasivă** a pămîntului din fața palplanșei .

Necunoscute: t și Q , care se determină pe baza ecuațiilor de echilibru static.

Fișa calculată t_0 se majorează, pentru siguranță: $t = (1.20 \dots 1.25)t_0$

Din punct de vedere al calculului, **plăcile de ancoraj** pot fi **continue (a) sau izolate (b).**

La calculul plăcilor de ancoraj se consideră echilibrul următoarelor forțe : Q - forța transmisă de tirant ; P_a - împingerea activă din spatele plăcii de ancoraj ; P_p - rezistența pasivă din fața plăcii de ancoraj.

În cazul plăcilor **continue** de ancoraj, condiția de stabilitate este:

$$Q + P_a \cdot l = P_p \cdot l / F_s$$

F_s = factorul de siguranță la stabilitate, a cărui valoare minimă este 2.

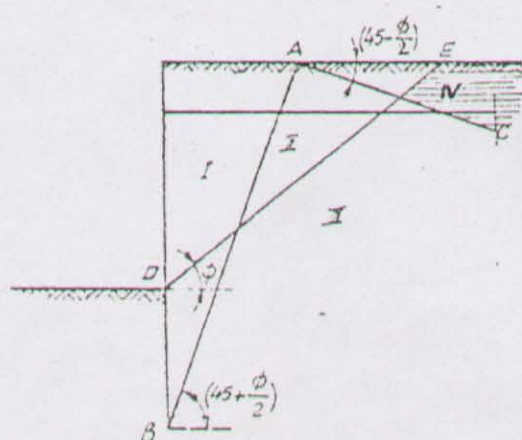
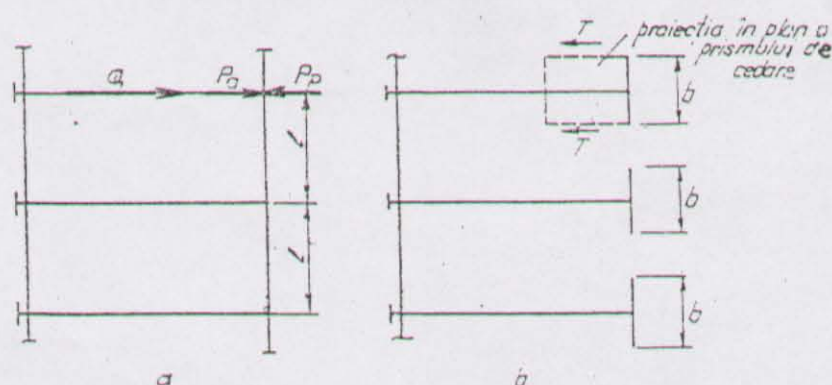
În cazul plăcilor **izolate** de ancoraj condiția de stabilitate este:

$$Q + P_a \cdot b = (P_p b + 2T) / v$$

T = forțele de frecare ce se dezvoltă pe suprafețele laterale care delimitează prismul de pământ ce ar apare prin depășirea rezistenței pasive.

Poziția plăcii de ancoraj trebuie aleasă astfel încât să potă fi mobilizată întreaga rezistență pasivă a pământului.

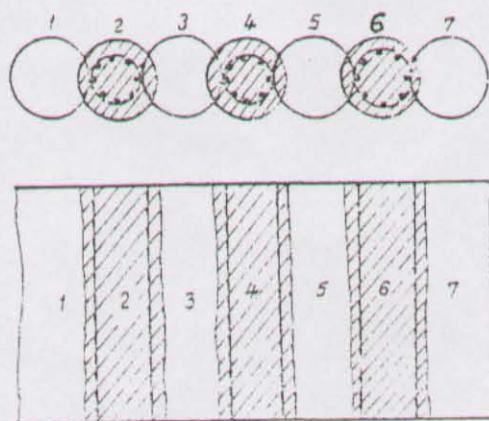
Zona optimă de amplasare a plăcii este zona **IV**, deoarece în această zonă suprafața de cedare corespunzătoare rezistenței pasive a plăcii nu se intersectează cu planul de alunecare ϕ și nici cu planul de cedare corespunzător împingerii active.



PEREȚI TURNAȚI ÎN TEREN

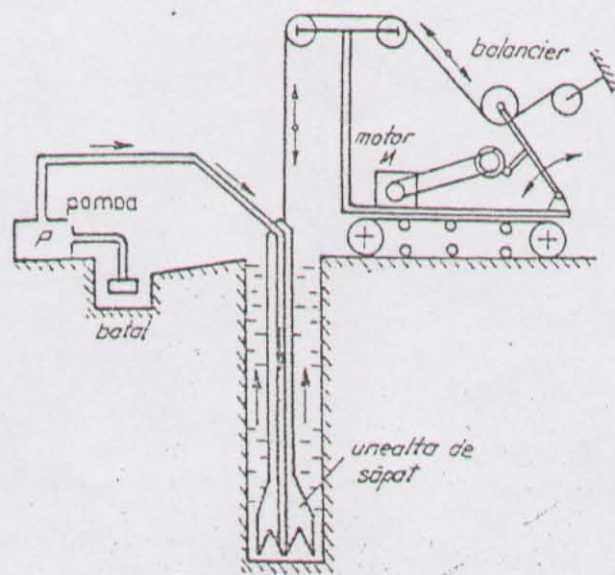
Pot îndeplini rolul pereților de palplanșe, dacă se prevăd suficiente puncte de reazem pe înălțimea lor ce rămîne liberă după excavarea pământului.

Pereții din piloți secanți se realizează executînd o primă serie de piloți din beton simplu (piloții 1,3,5....) cu distanța între centre ceva mai mică decît două diametre, în seria următoare realizîndu-se piloții intermediari din beton armat (piloții 2,4,6 ...), care mușcă din corpul piloților din prima serie. Piloții se execută prin **forare, fără cămășuială**. La pămînturile cu coeziune ridicată, la care pereții găurii forate se pot menține netubați pînă la turnarea betonului se poate utiliza forajul uscat.

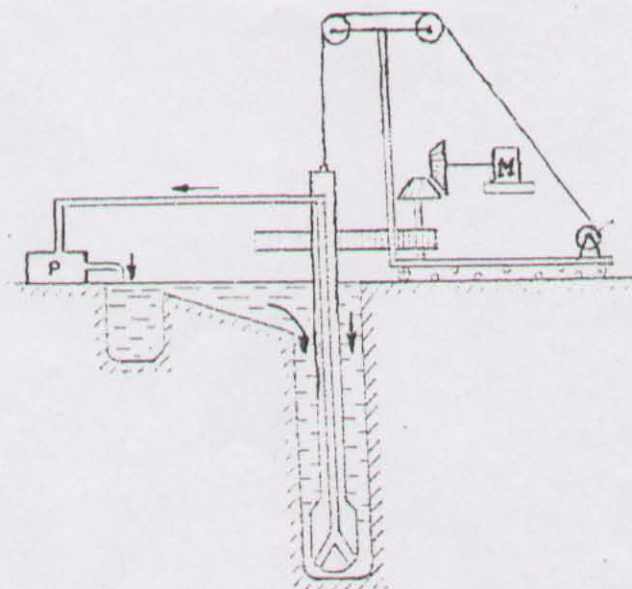


Procedeul ICOS-VEDER folosește **forajul hidraulic**, în care pentru susținerea pereților găurii forate se introduce o **suspensie de argilă** în apă. **Suspensia de argilă** sau **noroiul de foraj** este un amestec de 5-8% argilă bentonitică, deshidratată la 105°C și măcinată, cu apă. Noroiul are o densitate de $11-12 \text{ kN/m}^3$ și îndeplinește **trei funcții**: ușurează săparea, susține pereții forajului, antrenează și ridică la suprafață materialul sfărîmat rezultat din forare (detritusul). Operația de **forare** poate fi efectuată **percutant** sau **rotativ** iar **circulația noroiului de foraj** în timpul forării găurii poate fi **directă** sau **inversă**.

Foraj hidrolic percutant cu circulație directă

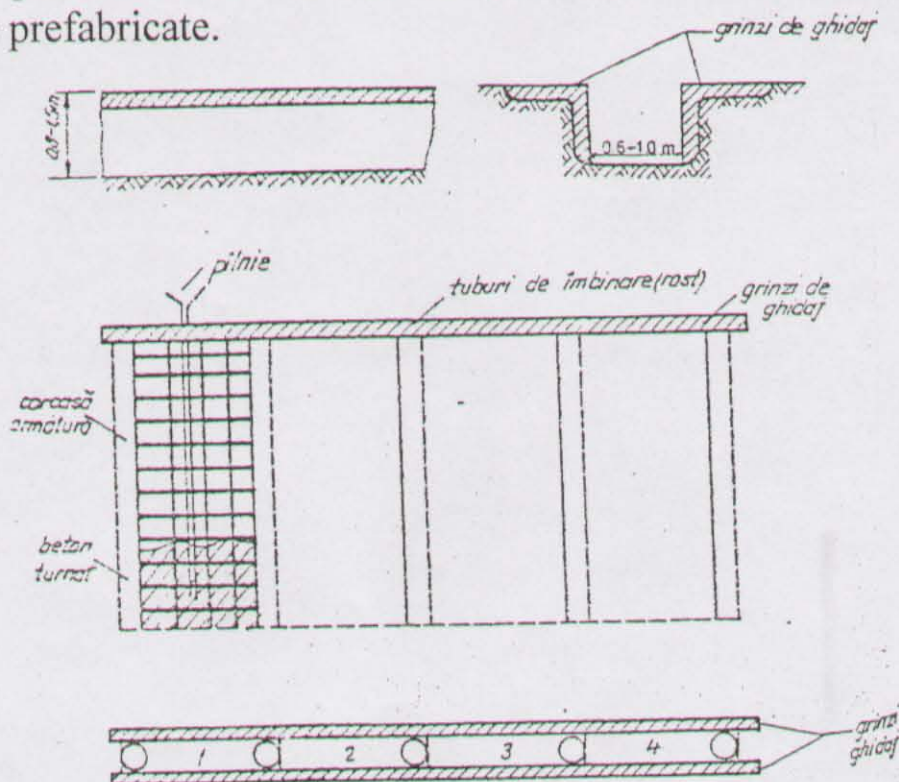


Foraj hidrolic rotativ cu circulație inversă



Etapele principale de realizare a pereților turnați din panouri:

1. Executarea în lungul viitorului perete a unei pretranșee de mică adâncime cu pereții susținuți de grinzi de ghidaj (murete) care servesc la fixarea dimensiunilor în plan ale excavației, la asigurarea verticalității pereților săpăturii și la alimentarea cu noroi de foraj. Muretele pot fi turnate direct în pretranșee sau alcătuite din tronsoane prefabricate.



2. Excavarea, la adăpostul noroiului de foraj, a panourilor peretelui, de lungime 3...5m. Excavarea se face prin unul din procedeele de forare prezentate anterior, în special utilizând **bene de săpat speciale (instalațiile Kelly)** sau prin **procedeul hidraulic rotativ cu circulație inversă**.

3. Introducerea tuburilor de rost metalice cu secțiune circulară de diametru egal cu grosimea peretelui (0.6...1m).

4. Introducerea carcasei de armătură și a tubulaturii de betonare.

5. Betonarea sub noroi bentonitic cu ajutorul unei pâlnii fixe. Pe parcursul betonării, noroiul bentonitic care este înlocuit de beton este recuperat cu ajutorul unei pompe și depozitat în habe pentru a fi refolosit.

6. Extragerea tuburilor de rost înainte de întărirea betonului.

Panourile peretelui pot fi executate **alternativ** sau **succesiv**.

Executarea săpăturilor și betonarea sub apă

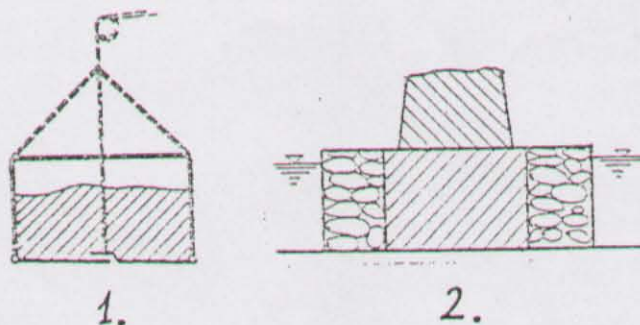
Se recurge la această soluție atunci când datorită **debitului mare** sau altor condiții locale nu este posibilă evacuarea apei din săpătură.

Pentru pământuri coezive și pietrișuri se utilizează săparea cu **greiferul**. În nisipuri și nisipuri prăfoase săparea se face cu ajutorul instalațiilor de **erlift** sau **hidroelevator**, care funcționează pe principiul pompelor, cu deosebirea că prin conducta de aspirație este absorbită suspensia de apă cu pământ. În spații largi se utilizează **drăgile plutitoare**.

Turnarea betonului nu se poate face prin aruncarea direct în apă, deoarece datorită vitezelor de sedimentare diferite cimentul se separă pe agregate.

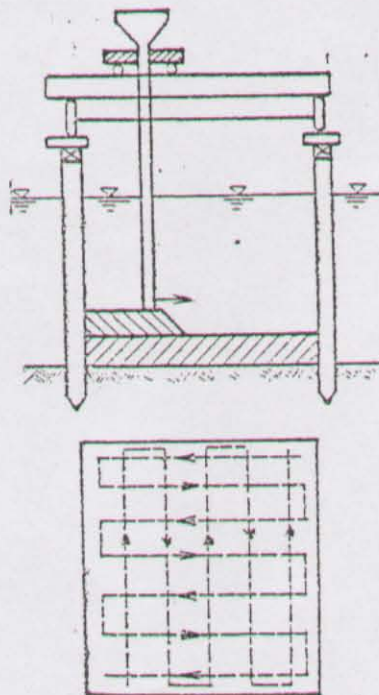
Procedee de turnare a betonului sub apă :

1. Turnarea betonului cu ajutorul cutiilor cu fund mobil avînd o capacitate de $0.5....1.0m^3$ se folosește numai la executarea unor straturi de egalizare sau a unor betoane de slabă rezistență.

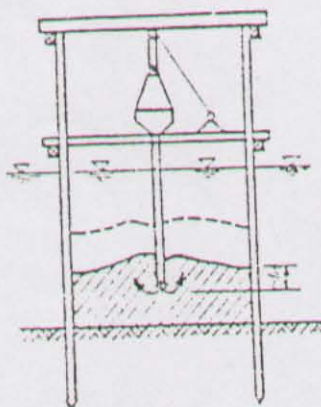


2. Turnarea betonului cu ajutorul sacilor se face cu ajutorul unor saci umpluți cu beton uscat, avînd dozaj minim de ciment de $350 kg/m^3$ coborîți în apă cu macaralele și așezați pe fundul săpăturii sub formă de zidărie de către scafandri. Procedeeul este folosit la realizarea straturilor de egalizare sau pentru executarea unor incinte în care în care se toarnă betonul din fundația propriu-zisă prin alte metode.

3. Betonarea cu pîlnie mobilă se face în incinte închise sau în ape stătătoare unde riscul spălării cimentului de către curenții de apă este mai redus. **Dezavantaj:** se formează rosturi orizontale în beton, lipsite de rezistență deoarece, pînă la turnarea stratului următor, apa spală parțial cimentul de la suprafața betonului turnat și în același timp se depune mîl din suspensiile aflate în apă.



4. Betonarea cu pîlnie fixă (procedeul Contractor) elimină dezavantajul metodei (3).



FUNDAȚII PE PILOȚI, COLOANE ȘI BARETE

În cazul în care terenul bun de fundare se găsește la adâncimi mari, fundarea directă devine neeconomică și uneori nerealizabilă din punct de vedere tehnic. În astfel de situații se recomandă fundarea indirectă pe piloți, coloane sau barete.

Piloții sînt **elemente de fundare** caracterizate printr-un raport mare între lungimea ℓ și latura (diametrul) d . De obicei $\ell/d \geq 20$.

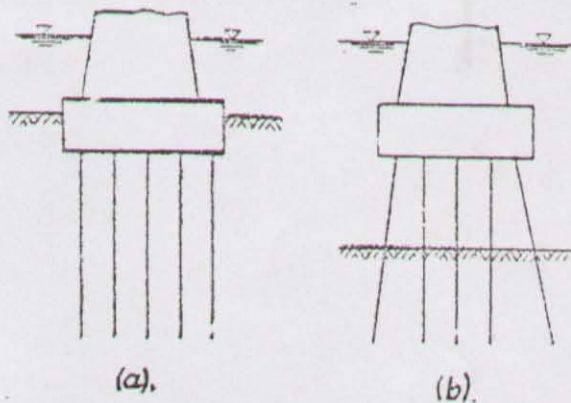
Coloanele sînt **elemente de fundare** alcătuite din tuburi de beton armat sau țevi metalice înfipite în teren prin vibrare, pe măsura evacuării pămîntului din interior. La coloane de regulă $\ell/d \geq 10$.

Baretele sînt **elemente structurale de fundare**, avînd de regulă $\ell/d \geq 8$, ce sînt realizate cu ajutorul tehnicilor folosite la executarea pereților turnați în teren.

CLASIFICAREA FUNDAȚIILOR DE ADÂNCIME PE PILOȚI

1. După poziția radierului față de suprafața terenului :

- a) fundații cu **radier jos** ;
- b) fundații cu **radier înalt** .



2. După modul de transmitere a încărcărilor la teren :

- a) piloți **purtători pe vîrf** - ajung cu vîrfurile într-un strat practic incompresibil (nisipuri, pietrișuri îndesate, roci semistîncioase nealterate, roci stîncioase) ;
- b) piloți **flotanți** - transmit încărcarea atît prin intermediul vîrfurilor, cît și, mai ales, prin frecarea pe suprafața laterală.

3. După modul de execuție :

- a) piloți **executați pe loc** ;
- b) piloți **prefabricați** .

CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOTULUI IZOLAT

Formule statice:

$$P = k \cdot (m_1 P_\ell + m_2 P_v)$$

k = coeficient de siguranță egal cu 0.7 ;

m_1, m_2 = coeficienți ai condițiilor de lucru a căror valoare depinde de tipul pilotului, tehnologia de execuție și natura terenului ;

P_ℓ = partea din capacitatea portantă datorată frecării pe suprafața laterală a pilotului ;

P_v = partea din capacitatea portantă datorată rezistenței pe vârful pilotului .

$$P_\ell = u \cdot \sum f_i \cdot \ell_i$$

u = perimetrul secțiunii transversale a pilotului ;

f_i = rezistența de calcul pe suprafața laterală a pilotului corespunzătoare stratului i ;

ℓ_i = lungimea pilotului în contact cu stratul i .

P_v depinde de tipul și dimensiunile pilotului precum și de natura terenului în planul bazei pilotului . Pentru piloții prefabricați introduși prin batere, vibrare, presare ca și pentru o parte din piloții executați pe loc P_v se poate scrie : $P_v = A \cdot R$

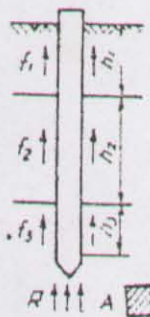
A = secțiunea pilotului în planul bazei ;

R = rezistența de calcul în planul bazei funcție de adâncime și natura terenului.

Pentru piloții **purtători pe vârful** $P \cong P_v$, în timp ce pentru piloții **flotanți** $P \cong P_\ell$.

★ Observatie :

Formulele de mai sus presupun că se mobilizează **simultan** pe vârful și pe suprafața laterală, **valorile limită**, corespunzătoare cedării, ale eforturilor R și f . În realitate însă, atunci când pilotul este încărcat, mai întâi se mobilizează eforturile tangențiale pe suprafața laterală și pe măsură ce se ating valorile limită ale acestora, se produce un transfer treptat al eforturilor de pe suprafața laterală pe vârful. Determinarea prin calcul a capacității portante, prin formule statice, pentru un pilot dat revine deci la stabilirea corectă a valorilor R și f . În acest scop se pot folosi metode empirice, concretizate în tabele de valori.



Formule dinamice

Se utilizează numai în cazul piloților **prefabricați** introduși prin **batere**.

Se aplică bilanțul energetic la batere :

$$B \cdot H = P \cdot e + L_p$$

$B \cdot H$ = lucrul mecanic de batere ;

$P \cdot e$ = lucrul mecanic util ;

L_p = lucrul mecanic pierdut .

$$L_p = B \cdot H_e + \alpha \cdot B \cdot H$$

H_e = mărimea reculului elastic ;

$\alpha \cdot B \cdot H$ = lucrul mecanic din frecare, căldură, trepidații, în teren .

$$\Rightarrow P = [H \cdot (1 - \alpha) - H_e] \cdot B / e$$

P = capacitatea portantă a pilotului.

e = refuzul pilotului, se determină ca medie aritmetică a înfîngerilor măsurate la ultima serie de 10 lovituri.

Formulele dinamice pentru calculul capacității portante dau **rezultate satisfăcătoare în pămînturile necoezive** .

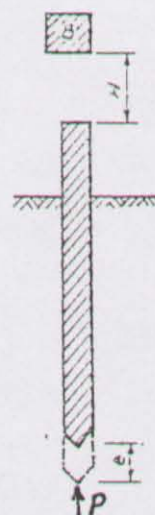
Încărcarea de probă este metoda cea mai sigură pentru stabilirea capacității portante. Constă în introducerea în teren a unui pilot de tipul celor care vor fi utilizați la construcția din amplasamentul respectiv, pînă la adîncimea prevăzută în proiect, și încărcarea acestuia în trepte succesive.

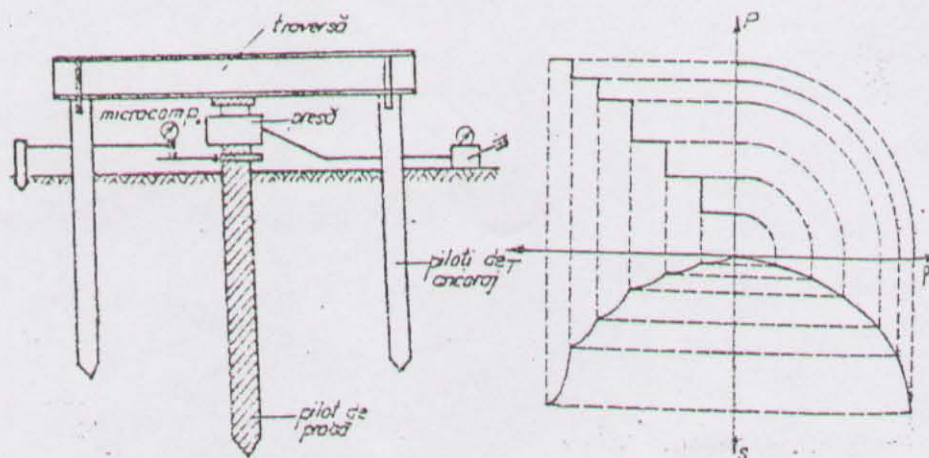
De la terminarea baterii pilotului la cotă și pînă la începerea încărcării trebuie să treacă un interval de cel puțin 3 zile, pentru pămînturile necoezive și 10...15 zile pentru pămînturile coezive, pentru a da posibilitatea refacerii structurii pămîntului, deranjată prin baterea pilotului.

Încărcarea se face în trepte de $1/15 \dots 1/10$ din valoarea capacității portante estimate prealabil.

Încărcarea se poate realiza în **două moduri** :

- 1) Cu ajutorul unei platforme sprijinită pe capul pilotului și lestată cu cărămizi, blocuri de beton, etc. ;
- 2) Cu ajutorul preselor hidraulice, aceasta fiind soluția cea mai frecvent utilizată.





Criteriile de definire a încărcării critice P_{cr} :

- (a) tasarea medie este mai mare decât $1/10$ din diametrul (latura) secțiunii pilotului ;
- (b) în decurs de 24 ore de la aplicarea încărcării nu s-a obținut stabilizarea deformațiilor .

Fiind stabilită încărcarea critică, capacitatea portantă se determină cu relația:

$$P = k \cdot m \cdot P_{cr}$$

k = coeficient de siguranță egal cu **0.7** ;

m = coeficient al condițiilor de lucru egal cu **1.0**

★ Observație :

În mod similar se poate determina capacitatea portantă la **solicitări orizontale**. Pentru aceasta se execută doi piloți identici între care se poziționează o presă orizontală. Capacitatea portantă la solicitări orizontale se definește drept încărcarea orizontală la care fie s-a obținut **stabilizarea deformației**, fie deplasarea orizontală a pilotului la nivelul suprafeței terenului a atins **25 mm** .

Capacitatea portantă la solicitări orizontale este :

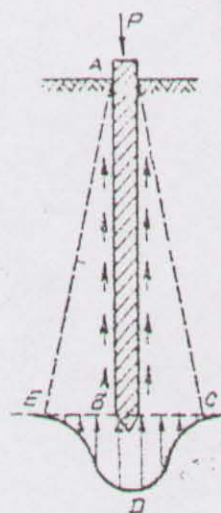
$$P_{or} = k \cdot m \cdot P_{cr\ or}$$

$k = 0.7$; $m = 0.7$ și $P_{cr\ or}$ = forța critică orizontală .

Piloții sînt puțin rezistenți la forțe orizontale; de aceea se caută ca în fundațiile pe piloți aceștia să fie solicitați numai la forțe axiale, de compresiune sau smulgere. În cazul în care forța orizontală este **mare** se prevăd piloți **înclinați** .

CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOTULUI ÎN GRUP

Efectul de grup se manifestă cu intensitate diferită funcție de interdistanța piloților, tipul piloților (purători pe vîrf sau flotanți) și de natura terenului. Încărcarea transmisă de la pilot la teren, într-o secțiune orizontală se resimte lateral pînă la o anumită distanță de axul pilotului. Pilotul distribuie încărcarea sa în **conul de distribuție a presiunilor AEBC**. Presiunea în planul vîrfului se distribuie pe suprafața circulară de diametru EC fiind delimitată de suprafața EDC.



(a) Cazul piloților purtători pe vîrf

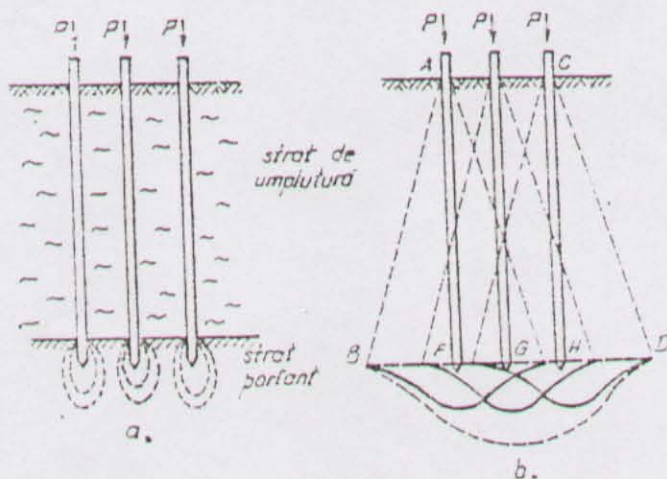
Datorită secțiunii reduse a pilotului, bulbii de presiune au o extindere redusă. Datorită acestui lucru și datorită compresibilității reduse a stratului portant, practic piloții nu se influențează reciproc. Deci se poate scrie: $P_{\text{grup}} = P_{\text{izolat}}$.

(b) Cazul piloților de tip flotant

Deoarece eforturile de compresiune în planul bazei piloților în grup sînt mai mari decît cele corespunzătoare pilotului izolat rezultă că tasarea pilotului în grup este mai mare decît cea a pilotului izolat.

Deci pentru piloții flotanți: $P_{\text{grup}} = m_u \cdot P_{\text{izolat}}$.

m_u = coeficient de utilizare funcție de raportul r/r_0 , r fiind interdistanța piloților, iar r_0 raza de influență a pilotului ($m_u \leq 1$)



★ Observație :

În cazul piloților **flotanți** este posibil ca un număr mai mic de piloți așezați la distanțe mari între ei, să ofere aceeași rezistență ca un grup mare de piloți așezați la distanțe mici între ei.

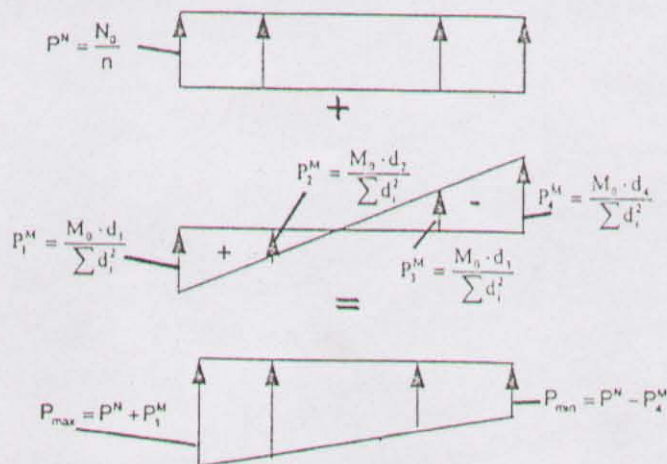
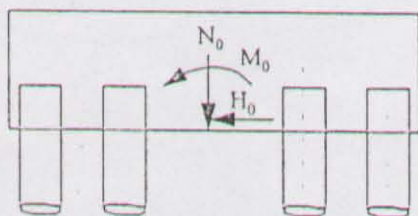
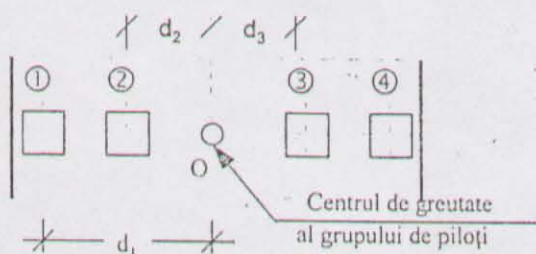
În cazul piloților **flotanți bătuți în nisipuri**, efectul nefavorabil al grupului este compensat de îndesarea pământului dintre piloți. Ca urmare $m_u = 1$.

DETERMINAREA SOLICITĂRILOR ÎN PILOȚI

Calculul piloților trebuie să conducă la determinarea **dispoziției cea mai avantajoasă a piloților**, luând în considerare cazurile extreme și medii de încărcare.

În cazul radierelor joase se poate utiliza o metodă de calcul aproximativă a eforturilor axiale în piloți, admițând următoarele ipoteze :

- Radierul este infinit rigid ;
- Efortul axial în pilot datorat momentului este proporțional cu distanța de la axul pilotului la centrul de greutate al grupului de piloți ;
- Tasarea pilotului este direct proporțională cu încărcarea pe pilot .



Condiția de echilibru a momentelor este : $M = \sum P_i^M \cdot d_i$

Conform ipotezei distribuției liniare a eforturilor în piloți :

$$P_1^M / d_1 = P_2^M / d_2 = P_3^M / d_3 = P_4^M / d_4$$

$$\Rightarrow P_2^M = P_1^M \cdot d_2 / d_1 \text{ sau } P_i^M = P_1^M \cdot d_i / d_1$$

Se obține : $M = (P_1^M / d_1) \cdot \Sigma d_i^2 \Rightarrow P_1^M = (M \cdot d_1) / (\Sigma d_i^2)$

sau pentru pilotul i : $P_i^M = (M \cdot d_i) / (\Sigma d_i^2)$

Efortul axial în pilotul i va fi :

$$P_i = P_i^N + P_i^M = (N / n) \pm (M \cdot d_i) / \Sigma d_i^2$$

În cazul grupului de piloți acționat de o forță verticală și momente pe ambele direcții, efortul axial în pilotul i este dat de relația :

$$P_i = (N / n) \pm (M_x \cdot y_i) / (\Sigma y_i^2) \pm (M_y \cdot x_i) / (\Sigma x_i^2)$$

N = forța verticală ce acționează în centrul de greutate al pilotajului;

M_x și M_y = momente față de axe principale ale grupului de piloți ;

x_i și y_i = distanțele de la centrul de greutate al pilotului i din grup, la axe principale ale grupului de piloți ;

n = numărul de piloți din grup .

Condiția de verificare la starea limită de capacitate portantă :

$$P_{\max} \leq P_{\text{grup}}$$

P_{grup} = capacitatea portantă la solicitări axiale a pilotului din grup .

În cazul în care fundația este solicitată și de o încărcare transversală H , trebuie verificată condiția :

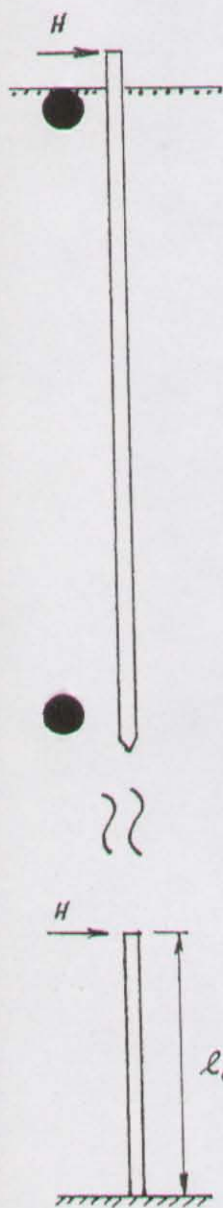
$$H \leq m \cdot n \cdot P_{\text{or}}$$

m = coeficientul condițiilor de lucru egal cu **0.9** ;

P_{or} = capacitatea portantă la forțe orizontale a pilotului izolat .

Pentru stabilirea lui P_{or} , pilotul se asimilează cu o consolă încastrată în pământ avînd o lungime ℓ_0 , denumită lungime convențională de încastrare. Momentul încovoietor la adîncimea ℓ_0 sub încărcare orizontală este același cu momentul maxim ce se dezvoltă în pilot. ℓ_0 între **1.5d** pentru pămînturile coezive tari, și **4d** pentru nisipurile afîinate, **d** fiind latura (diametrul) pilotului. $P_{\text{cr or}}$ este forța care produce în secțiunea convențională de încastrare un moment egal cu momentul capabil al pilotului.

În cazul pilotului **articulat** în radier : $P_{\text{cr or}} = M_{\text{cap}} / \ell_0$.



În cazul pilotului **încăstrat** în radier : $P_{cr\ or} = 2M_{cap} / \ell_0$.

Se obține : $P_{or} = k \cdot m \cdot P_{cr\ or}$ în care $k = 0.7$ și $m = 0.7$.

Dacă relația de verificare nu este îndeplinită atunci se prevăd **piloți înclinați**.

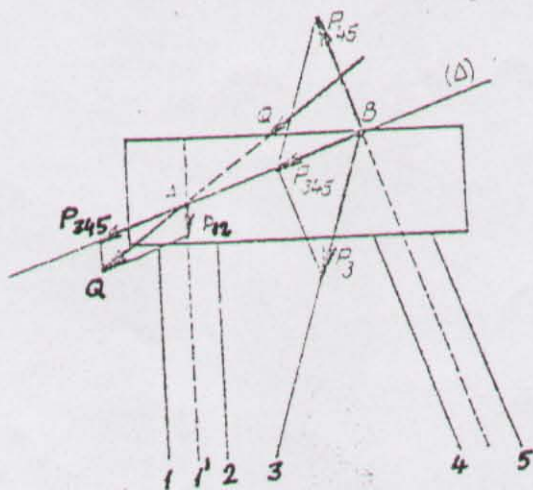
În acest caz se poate utiliza, pentru calculul solicitărilor axiale în piloți, **metoda grafică Culmann**, valabilă atât în cazul radierelor înalte cât și în cazul radierelor joase.

Metoda pornește de la următoarele **ipoteze de bază**:

- Piloții sînt articulați la cele două extremități, în radier și în pămînt, astfel încît lucrează ca niște penduli ce preiau numai solicitări axiale ;
- Piloții egal înclinați preiau solicitări egale .

✱ Observație :

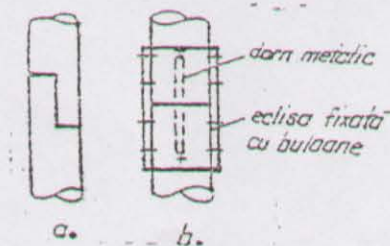
Metoda Culmann este aplicabilă numai acolo unde piloții din fundație pot fi grupați pe trei direcții, iar piloții paraleli cu o anumită direcție sînt așezați pe aceeași parte a radierului .



PILOȚI PREFABRICAȚI

Piloții prefabricați pot fi din lemn, metal sau beton.

Piloții din lemn se confecționează din lemn rotund sau ecarisat de brad sau stejar atingând lungimi de **15...20m**. Diametrul secțiunii piloților de lemn este de **25 - 40cm**. Pe capul superior al pilotului se introduce la cald un inel metalic pentru protecție în timpul baterii. Virful pilotului se ascute pe trei sau patru muchii și se protejează, la introducerea în teren cu un sabot metalic, confecționat dintr-un vîrf de oțel pe care se sudează trei sau patru platbande. Cînd lungimea pilotului depășește lungimea lemnului disponibil se confecționează **piloți înădiți**. Nu se acceptă înădirea în jumătate de lemn (tipul a) deoarece există pericolul desfacerii îmbinării în timpul baterii. Imbinarea utilizată este cea cu **dorn metalic**, zona înădită îmbrăcîndu-se într-un manșon metalic (tipul b).



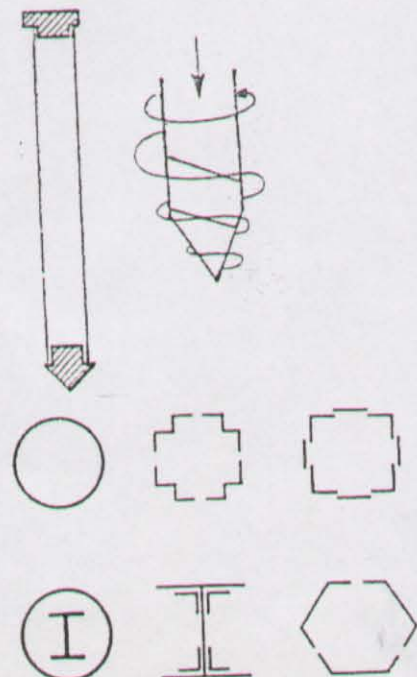
Domeniul de utilizare a piloților din lemn îl constituie pămînturile argiloase de consistență redusă în care acestea lucrează ca piloți flotanți. Nu se recomandă utilizarea lor în nisipuri îndesate, pietrișuri, bolovănișuri, în care înfigerea se face cu dificultate conducînd la deteriorarea piloților.

Piloții din lemn se utilizează **numai la lucrări provizorii**.

Piloții metalici se utilizează rar.

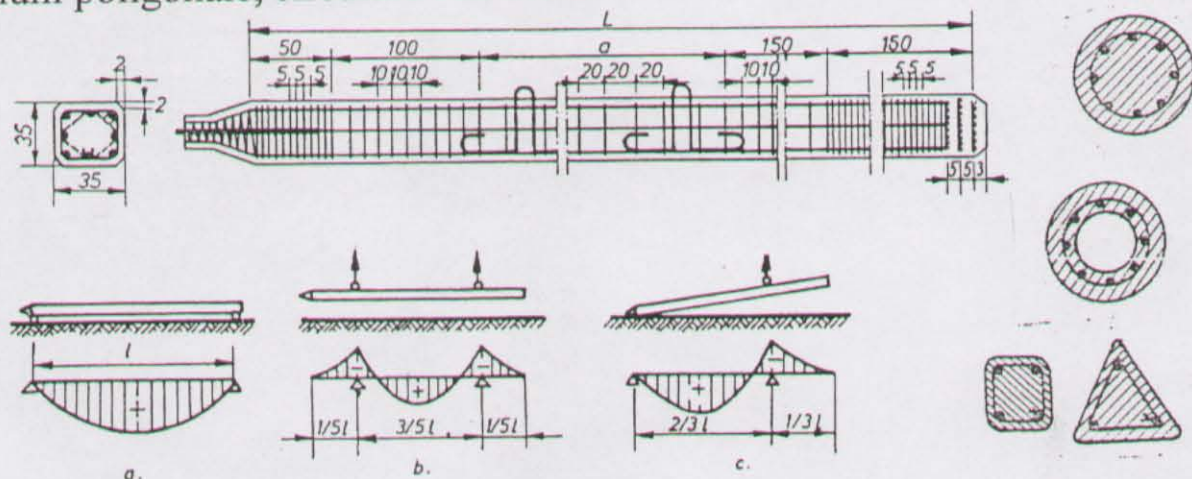
Corpul pilotului este realizat din țevă metalică, la extremități atașîndu-se piese din lemn pentru batere.

Un tip mai avantajos de pilot metalic este **pilotul elicoidal** de capacitate portantă mare. **Avantajul** piloților elicoidalii constă în introducerea **silențioasă** în teren, prin înșurubare.



Piloții de acest tip pot fi utilizați în imediata vecinătate a construcțiilor existente deoarece nu produc vibrații la introducerea în teren.

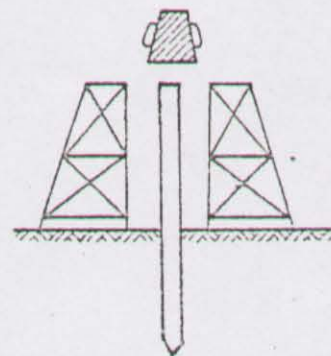
Piloții prefabricați din beton armat se confecționează din beton de marcă minimă **B200**. De obicei au secțiune pătrată, cu latura de **20...45cm**, iar lungimea între **6...25m**. Se pot utiliza, de asemenea, secțiuni poligonale, circulare sau inelare.



Armătura longitudinală se confecționează din bare $\phi 16...32\text{mm}$ iar cea transversală constă în etrieri sau frete avînd $\phi 6...8\text{mm}$. Armătura longitudinală se dimensionează la solicitările ce apar în timpul transportului, manipulării și introducerii în teren a pilotului. Pentru ridicarea pilotului se prevăd, de la turnare, agrafe metalice în corpul pilotului.

TEHNOLOGII DE INTRODUCERE A PILOȚILOR PREFABRICAȚI ÎN TEREN

❶ **Baterea** se poate face **manual**, în cazul piloților scurți din lemn, sau **mecanic**. La **baterea manuală** se utilizează un mai greu cîntărind **30-40kg**, manevrat de **2...4 oameni** de pe o platformă special amenajată.



Baterea mecanică se face cu berbeci a căror ridicare și ghidare necesită instalații speciale denumite **sonete**.

După **tipul berbecilor** sonetele pot fi :

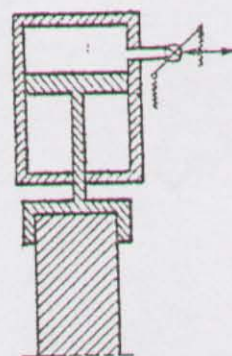
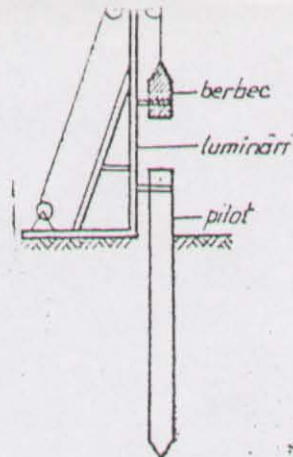
1) **Sonete mecanice**, se utilizează pentru berbeci cu cădere liberă alcătuiți din fontă. Cadența de batere este **10...20 lovituri / minut**.

2) **Sonete cu aburi**, sînt echipate cu berbeci acționați de forța aburului sau gazului. Ele servesc numai la susținerea și ghidarea berbecului. Berbecii cu aburi pot fi :

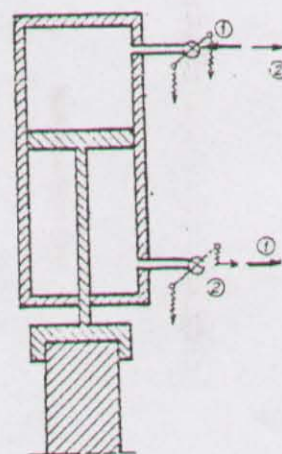
a) **cu simplă acțiune** la care forța aburului este folosită numai în faza de ridicare a berbecului căderea fiind liberă. Cadența de batere este **20...30 lovituri / minut** ;

b) **cu dublă acțiune** la care forța aburului este folosită mai rațional, atît în faza de ridicare cît și în faza de cădere a berbecului. Cadența de batere este **90...300 lovituri / minut** .

3) **Sonete Diesel**, utilizează berbeci Diesel la care energia de batere se dezvoltă chiar în berbec, prin consumarea unui combustibil greu. Prezintă avantajul că elimină instalația de producere a aburului sau aerului comprimat, conductele, etc.



a



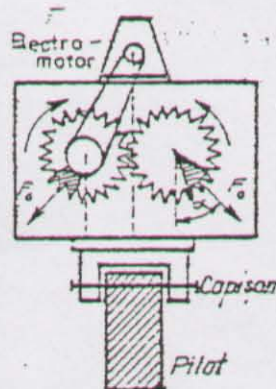
b

Principiile tehnologiei de batere :

- **frecvența de lovituri** să fie mare, pentru a nu permite pămîntului din jurul și de sub vîrfurile pilotului să-și refacă structura deranjată în timpul operației de batere ;
- **greutatea berbecului** să fie cît mai mare posibil, pentru reducerea pierderilor de energie utilă la batere. Se recomandă ca greutatea berbecului să fie egală cu greutatea pilotului la piloții din beton armat, și de **2...2.5 ori** greutatea pilotului la cei din lemn.
- **înălțimea de cădere** a berbecului să fie redusă, pentru a mări randamentul de batere. La berbecii cu aburi înălțimea de cădere este **0.60....0.80 m**.

② Vibrarea

Introducerea prin vibrare se face prin intermediul unor cutii vibratoare (vibrosonete) constând într-un electromotor care produce rotirea unor mase cu excentric. Introducerea prin vibrare este eficientă în pământuri **nisipoase** sau în pământuri **argiloase-prăfoase de consistență redusă**, sub nivelul apei. La argilele de consistență ridicată, înfigerea prin vibrare nu este eficientă.

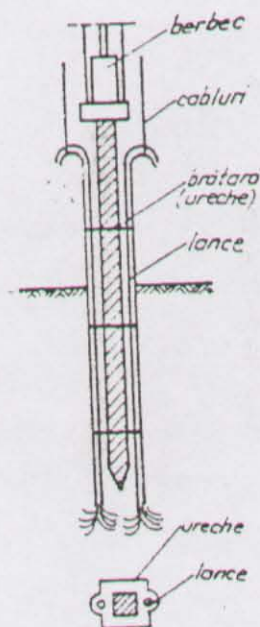


$$F_V = 2 \frac{mv^2}{r} \cos \alpha$$

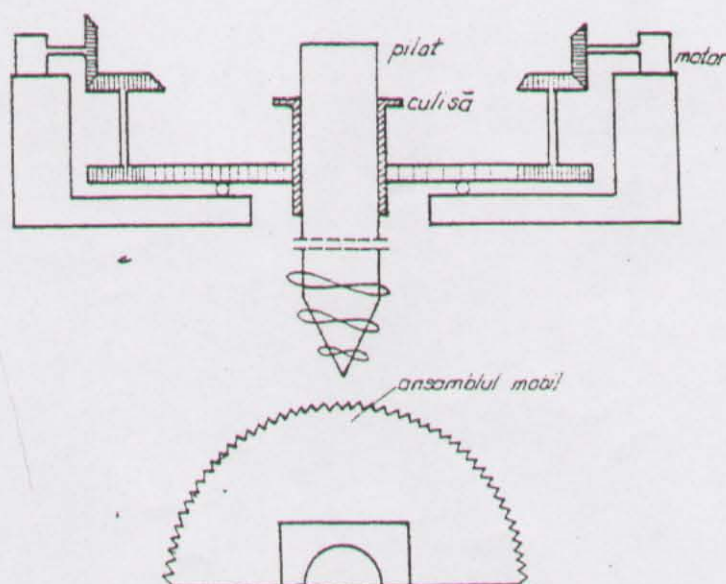
$$F_V = 2 \frac{mv^2}{r} \cos \alpha$$

③ Subspălarea

Înfigerea prin subspălare se aplică în cazul piloților introduși în **nisipuri fine** care opun o rezistență ridicată la batere. Subspălarea înseamnă desfacerea și antrenarea pământului de sub vârful pilotului cu ajutorul unui jet puternic de apă trimis fie chiar prin corpul pilotului (dacă se prevede la turnare o țevă în acest scop), fie prin țevi speciale (lânci) prinse de fețele laterale ale pilotului prin urechi. Țevile au diametrul de 40-45mm și se termină cu un vîrf îngust prin care apa iese cu presiune foarte mare. Operațiunea de subspălare se întrerupe după atingerea de către vârful pilotului a unei adîncimi cu **1...2m** mai mică decît cea prevăzută în proiect. La această etapă se ridică țevile și se introduce pilotul la cota prin batere sau vibrare, permițînd astfel refacerea rezistenței pământului. Procedul nu dă rezultate în materialele prăfoase și argiloase.

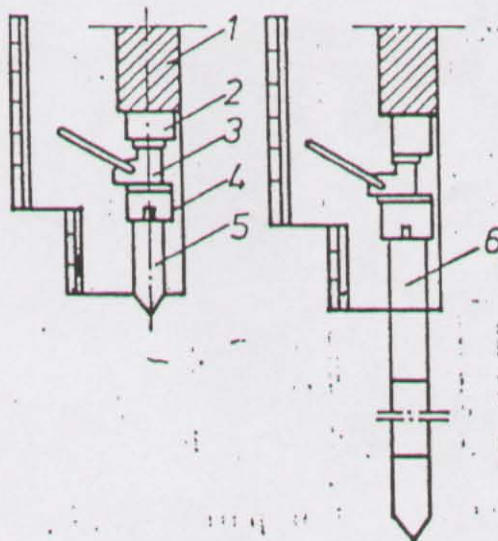


④ Înfigerea prin înșurubare se aplică la piloții prevăzuți cu aripioare elicoidale.



⑤ Introducerea prin presare

Piloții **Mega** = piloți tronsonați utilizați la subzidirea fundațiilor existente. Primul tronson este prevăzut cu vîrf, celelalte avînd forma prismatică. Înainte de aplicarea metodei se verifică dacă elementul de construcție în care se proptește presa poate prelua reacțiunea respectivă.



1 — fundație existentă; 2 — placă de repartiție a presiunii de la presă la fundație; 3 — presă hidrolică; 4 — tronson de capăt; 5 — tronson de vîrf; 6 — tronson curent.

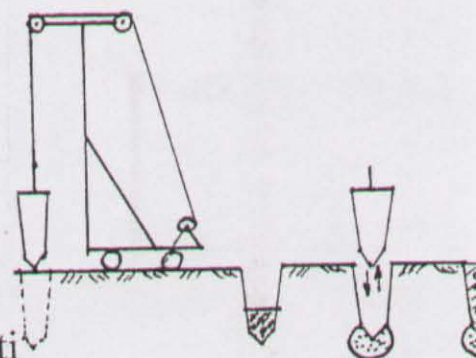
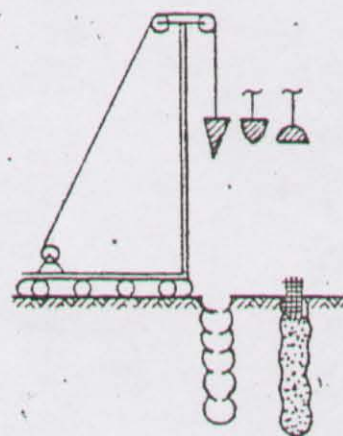
PILOȚI EXECUTAȚI PE LOC

La acești piloți, corpul pilotului se realizează prin turnarea betonului într-o gaură executată pe amplasamentul fundației.

După modul în care se realizează sau nu protecția peretelui găurii, piloții executați pe loc pot fi: fără cămășuială ; cu cămășuială pierdută ; cu cămășuială recuperabilă. Gaura pilotului poate fi executată prin batere sau prin forare.

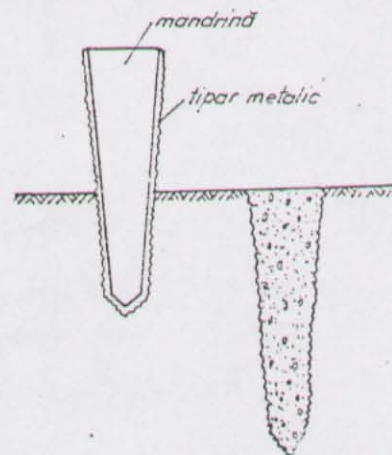
Piloții fără cămășuială se toarnă la fața locului într-o gaură făcută cu ajutorul unei piese conice de **1.5...2.5 tf** și un diametru de **80cm** lăsată să cadă liber de la o înălțime de **10...15m**, perforînd astfel terenul. După ce s-a realizat gaura pînă la adîncimea de cca **5...6m** se toarnă betonul în straturi de **50cm** care se compactează cu ajutorul altor greutăți. Datorită greutății mari a pieselor care cad se produc **trepidații**, făcînd ca procedeul să **nu poată fi utilizat în apropierea construcțiilor existente**. Metoda **nu se aplică** la execuția piloților în **nisipuri** sau **sub nivelul apelor subterane**, precum și în **pămînturi cu coeziune prea mare**. Un procedeu similar este cel folosit la realizarea piloților numiți **piconi**. **Piconii** sînt piloți de îndesare fără cămășuială realizați în **pămînturi loessoide sensibile la umezire**.

Tot din categoria piloților fără cămășuială fac parte și piloții la care gaura este realizată prin **foraj umed sau uscat**. **Forajul uscat** se aplică în cazul pămînturilor cu **coeziune ridicată**, la care pereții găurii forate se pot menține netubați pînă la turnarea betonului. Utilajele folosite pentru **forajul uscat** sînt cele **folosite la cercetarea terenului de fundare** sau **instalații speciale** avînd sapa sub forma unui **șnec articulată**, care poate realiza piloți cu lungimi de pînă la **20 m** și diametru de **80 cm**. Utilajele folosite pentru **forajul umed** sînt cele care utilizează **noroiul bentonitic** pentru susținerea pereților găurii.

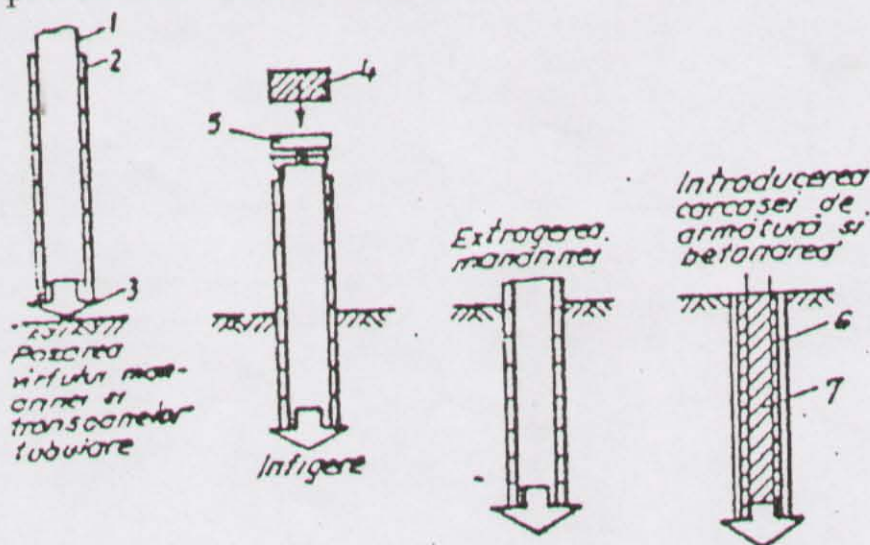


Piloții cu cămășuială pierdută se execută numai prin **batere**.

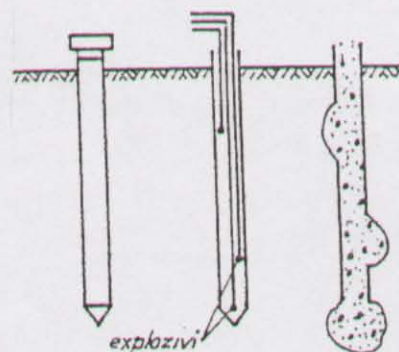
Procedeul Raymond constă în înfigerea în pământ prin batere a unui tipar metalic de formă ușor tronconică, din tablă groasă ondulată, rigidă. Baterea se face prin intermediul unei mandrine de inventar, coborâtă pînă la vârful tiparului. După atingerea cotei prescrise, mandrina este recuperată, iar în interiorul tiparului se introduce beton, care este compactat în strate succesive cu ajutorul unui mai.



Un procedeu economic de realizare a unor piloți executați pe loc prin batere cu tubaj nerecuperabil constă în folosirea unui tubaj alcătuit din **tronsoane tubulare din beton simplu prefabricat**, care se montează în lungul unei mandrine cilindrice ce reazemă pe un vîrf prefabricat din beton armat.



Un alt procedeu constă în introducerea în teren a unui **tub metalic de 30...40 cm diametru**, prevăzut cu un vîrf prefabricat din beton armat sau fontă. Baterea se face prin intermediul unui cap de batere detașabil. Pentru a mări capacitatea portantă se procedează la lărgirea vîrfului și uneori și a cîtorva secțiuni pe înălțimea pilotului prin explozie.



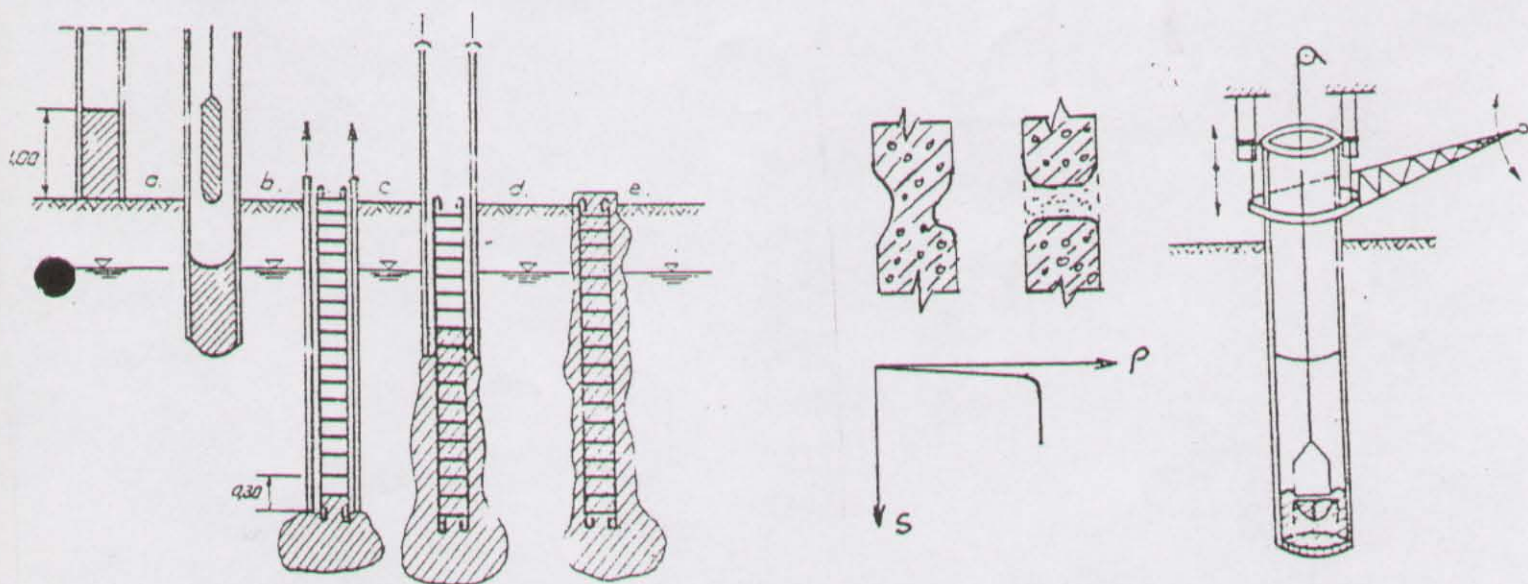
★ Observație :

Tot din categoria piloților executați pe loc prin forare cu cămășuială nerecuperabilă fac parte și **coloanele**, care se execută la adăpostul unor tuburi din beton armat sau țevi metalice înfipite prin vibrație în teren pe măsura excavării pământului din interior. Ca structură coloanele se aseamănă cu chesoanele deschise cu deosebirea că la chesoane pătrunderea în teren se face prin greutate proprie.

Piloții cu cămășuială recuperabilă urmăresc economisirea tuburilor de protecție, prezentînd în același timp și alte avantaje legate de capacitățile portante mari pe care le pot realiza.

Piloții Franki sînt piloți cu cămășuială recuperabilă executați prin **batere**. Se realizează cu ajutorul unor tronsoane tubulare metalice cu diametre de **35...55 cm**, care pot fi înădite prin **mufe**. Acest tip de piloți prezintă o **capacitate portantă foarte mare**, atîngînd **150...200 t**. Avînd în vedere îndesarea mare ce se obține în masa de beton, asemenea piloți se comportă bine chiar și în apele agresive.

Defecțiunile ce pot apare sînt legate de **nerespectarea spațiului de gardă** conducînd fie la **gîtuirea secțiunii pilotului**, fie la **întreruperea continuității** acestuia.



Piloții Benoto sînt piloți cu cămășuială recuperabilă executați prin **forare**. Sînt de diametru mare : **0.80 ; 1.00 ; 1.50 ; 2.00 metri**. Se realizează cu ajutorul unei instalații de forare tubată, procedeul caracterizîndu-se prin aceea că tubul de protecție se introduce

concomitent cu forarea. Primul tronson are partea inferioară amenajată cu un cuțit (freză) funcție de natura terenului străbătut. Înfigerea în pământ se face printr-o mișcare compusă: semi-rotiri în jurul axei verticale și mișcări de dute-vino pe verticală, comandate printr-un sistem de prese hidraulice. Betonarea se realizează prin procedeul Contractor.

Avantajele piloților prefabricați :

- se poate controla calitatea înainte de introducerea în teren ;

Dezavantajele piloților prefabricați :

- lungimea lor este limitată datorită greutății care ajunge să depășească posibilitatea utilajelor de înfigere ;
- necesită consum ridicat de oțel, calculat pentru preluarea solicitărilor din timpul manipulării, transportului și introducerii în teren ;
- lungimea piloților fiind fixată dinainte, neomogenitatea inerentă a stratificației sau anumite obstacole întâmplătoare pot face ca fișa să se dovedească uneori insuficientă, sau, dimpotrivă, să nu se poată realiza. În primul caz, întrucât piloții nu pot fi înnădiți, capacitatea portantă a întregii fundații este diminuată. În cel de al doilea caz, piloții care nu ajung la cotă trebuie retezați, materialul fiind irosit.

Avantajele piloților executați pe loc :

- lungimea lor poate fi adaptată la condițiile de teren, recunoscute odată cu forarea ;
- consumul de oțel al acestor piloți este mai redus decât la piloții prefabricați, fiind limitat la cantitatea strict necesară, din calcul, pentru preluarea solicitărilor din exploatare.

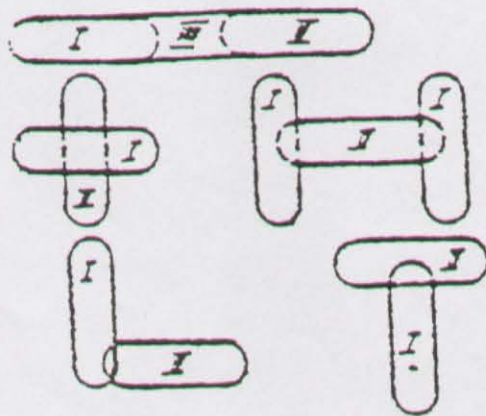
Dezavantajele piloților executați pe loc :

- necesită instalații speciale și personal specializat ;
- execuția este greu de controlat mai ales când are loc sub apă, asupra calității și continuității corpului de beton existînd întotdeauna incertitudini.

FUNDAȚII PE BARETE

Baretele sînt elemente zvelte de fundare caracterizate prin raportul $\ell/d \geq 8$ (ℓ este adîncimea de încastrare, adică fișa baretei, iar d este lățimea). Baretele se execută cu utilajele tip **Kelly** folosite pentru realizarea pereților îngropați. În țara noastră se realizează barete de **2.40; 2.60; 2.80 m lungime** și cu **lățimi de 0.6; 0.8; 1.0 m**.

Fazele de execuție ale unei barete la care săparea se face cu o instalație de tip Kelly sînt identice cu fazele de execuție ale panoului unui perete turnat (mulat) sau ale unui pilot de diametru mare forat sub noroi bentonitic. Ca și în cazul piloților forati de diametru mare, baretele sînt optim utilizate ca elemente purtătoare de bază, capabile să transmită unui strat practic nedeformabil presiuni de ordinul **40....50 daN / cm²**.

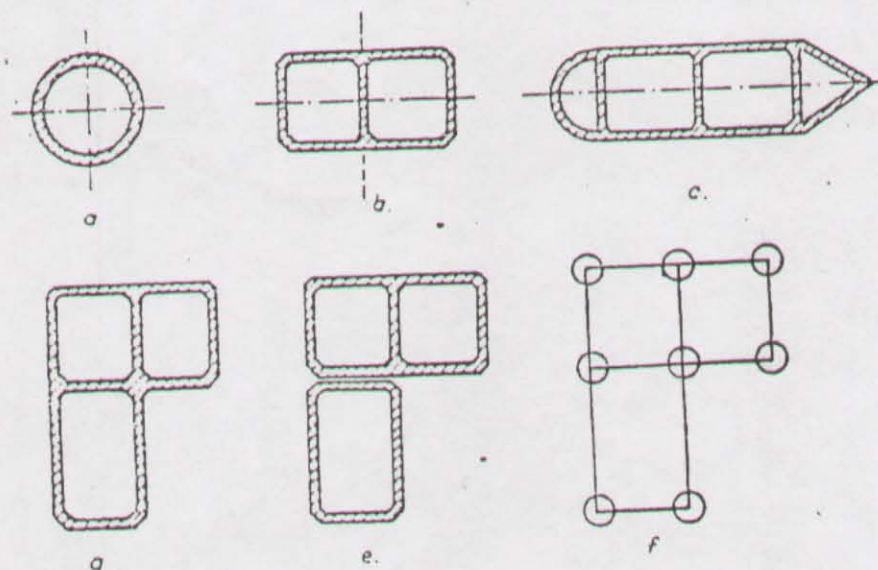


FUNDAȚII DE ADÎNCIME PE CHESOANE

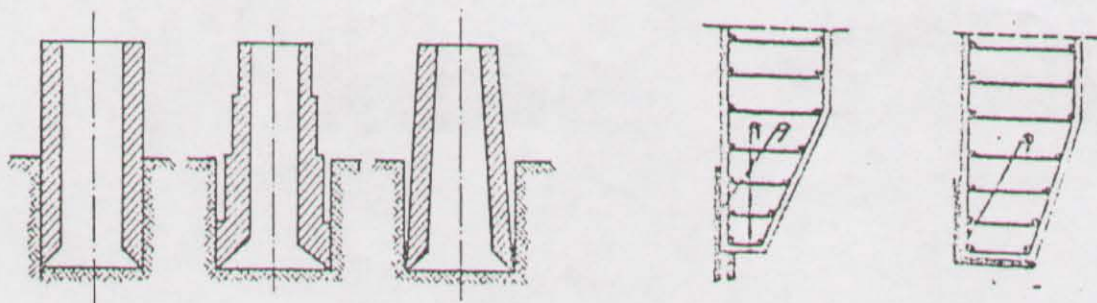
Chesoanele deschise sînt indicate acolo unde stratul rezistent se găsește la adîncime mare și deasupra acestuia pămînturile sînt slabe și de granulație relativ fină, pentru a putea fi ușor îndepărtate în timpul coborîrii chesonului. De asemenea, acest sistem dă rezultate bune acolo unde folosirea piloților devine inaplicabilă, din cauza obstacolelor întîlnite în teren.

Chesonul deschis se confecționează înainte de introducerea lui în teren, chiar pe locul unde trebuie coborît. El este constituit din pereți rezistenți care pătrund în pămînt pe măsura avansării excavației, servind drept elemente de sprijin ale săpăturii.

Dispunerea și dimensiunile în plan ale chesoanelor deschise se stabilesc funcție de forma în plan și dimensiunile construcției și de suprafața necesară pentru a repartiza încărcarea stratului bun de fundare. Este indicat ca forma în plan să aibă cel puțin o axă de simetrie (**a**, **b**, **c**). Dacă totuși forma în plan a fundației este nesimetrică nu se admit unghiuri întrînde (**d**), deoarece în timpul coborîrii chesonului apar frecări mari, care pot compromite întreaga operație de introducere în teren prin înclinarea chesonului. În aceste situații se preferă introducerea a două chesoane alăturate (**e**) sau introducerea unor puțuri deschise în nodurile rețelei de grinzi (**f**).



Pereții laterali pot fi realizați verticali, dar pentru a reduce frecarea mare între teren și cheson, fapt care poate împiedica coborîrea chesonului, pereților li se poate da uneori o **înclinație mică**. Acest lucru poate provoca prăbușirea pământului din jurul chesonului și, prin aceasta scoaterea lui din axul vertical. De aceea se preferă realizarea pereților chesonului cu o **mică retragere**.



În această ultimă variantă spațiul gol dintre perete și teren este umplut cu o **suspensie de argilă** avînd greutate volumică suficient de mare. Acest lucru are două avantaje: reduce rezistența din frecare la contactul cheson-teren și compensează presiunea pământului, prevenind astfel prăbușirile locale.

Partea inferioară a pereților chesonului se amenajează sub formă de **cuțit**. Unghiul de înclinare și forma cuțitului depind de dimensiunile pereților chesonului și de natura stratelor care trebuie străbătute. Pentru terenuri tari cuțitul se face cu suprafața orizontală mică și un unghi față de verticală de 30° 60° . Pentru pămînturi mai slabe cuțitul are partea orizontală mai dezvoltată (25...30cm). Fiind supus deteriorării în timpul coborîrii, cuțitul este special armat și protejat cu o piesă metalică.

La chesoanele cu dimensiuni în plan mari se pot executa și **pereți intermediari**. Bancheta acestor pereți se execută cu 50cm deasupra banchetei pereților conturului. Pentru realizarea excavațiilor mecanice trebuie să se asigure o lumină minimă de 2.50m. Uneori cînd există pericolul de întepenire din cauza frecărilor laterale mari, se montează **tuburi de spălare**, constituite din conducte care se betonează în pereții chesonului sau se așează pe pereții exteriori.

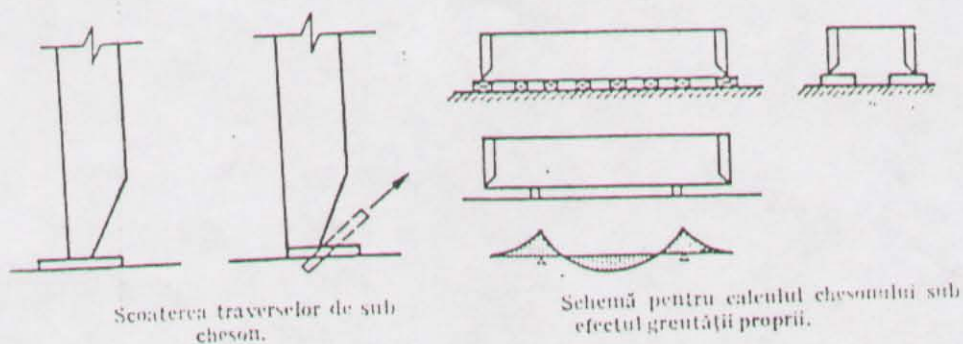
Prin aceste tuburi se introduce apă sub presiune, atât între pereți și pământ, cât și în dreptul cuțitului.

Fazele de execuție a fundațiilor pe chesoane deschise :

- 1) Confecționarea chesoanelor deschise ;
- 2) Coborîrea chesoanelor la cota din proiect ;
- 3) Umplerea chesoanelor, în cazul în care interiorul nu este destinat exploatării.

Chesoanele deschise pot fi executate și lansate **la uscat** sau **în apă**.

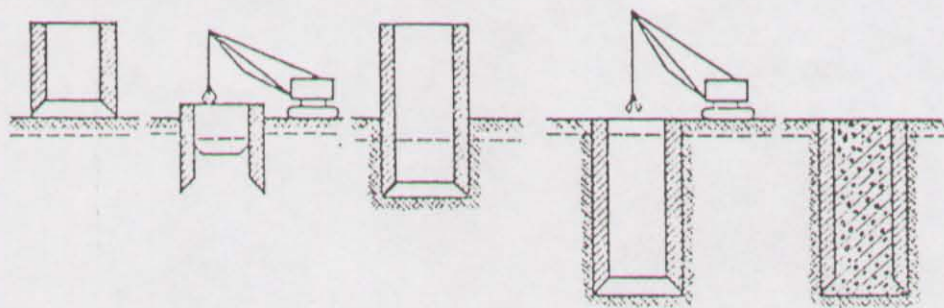
(★) În cazul în care execuția are loc **la uscat**, se deschide o săpătura taluzată pînă la **0.50m** deasupra nivelului apei subterane. Apoi, pe conturul pereților se dispun **grinzi scurte (traverse)**, desupra cărora se ridică cofrajul primului tronson al chesonului. Cofrajul este sprijinit cu contrafișe. După montarea armăturilor se toarnă betonul pe înălțimea primului tronson. Pentru a începe coborîrea chesonului, trebuie în prealabil scoase traversele de sub cuțit. Fiecare traversă este retezată de la exterior, iar apoi prin pendulare în jurul muchiei interioare, traversa este extrasă de sub cuțit. Pentru o încărcare cât mai uniformă a traverselor și evitarea înclinării, traversele se extrag în mod **simetric**. În final chesonul rămîne rezemat numai pe 4 traverse. Ultimele 4 traverse se extrag simultan prin tăiere de la exterior și basculare în jurul muchiei interioare a cuțitului.



Cuțitul venind în contact cu pământul, chesonul pătrunde sub greutate proprie pe o anumită adîncime. Se procedează apoi la săparea pământului din interior pentru coborîrea în continuare a chesonului. Săparea se poate face mecanic (cu greifer, prin

hidromecanizare) sau manual, dacă dimensiunile în plan ale chesonului sînt reduse, iar cantitatea de apă infiltrată este mică.

Săparea se face de la centru spre periferie, respectîndu-se condiția de simetrie. Pe măsura săpării, chesonul coboară. Dacă greutatea proprie nu este suficientă pentru a asigura coborîrea chesonului, deasupra pereților se amenajează o platformă pe care se așează un **lest**. După coborîrea chesonului pe o adîncime corespunzătoare înălțimii primului tronson, se întrerupe săparea și se toarnă în cofraje cel de al doilea tronson. După întărirea betonului și decofrare se reia ciclul, de la operația de săpare.

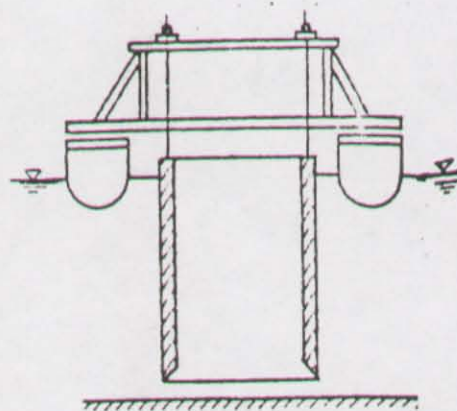


(★★) Dacă chesonul deschis se execută **la apă** pot apare două situații:

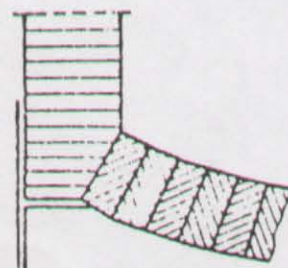
-În cazul în care apa are **adîncimi mici** și este **lipsită de curenți** sau are viteza redusă, chesonul se execută, în condițiile cele mai bune, de pe o umplutură de pămînt, cu ajutorul căreia se realizează o platformă la 30....50cm deasupra nivelului apelor. Pe această insulă, protejată lateral prin palplanșe, fascine sau anrocamente, se execută chesonul în condițiile indicate mai înainte.

-Dacă apa are **adîncimi mari** sau există **curenți puternici**, atunci realizarea și scufundarea chesoanelor deschise pe fundul apei se face cu ajutorul unor eșafodaje sprijinite fie pe piloți, fie pe vase și pontoane plutitoare.

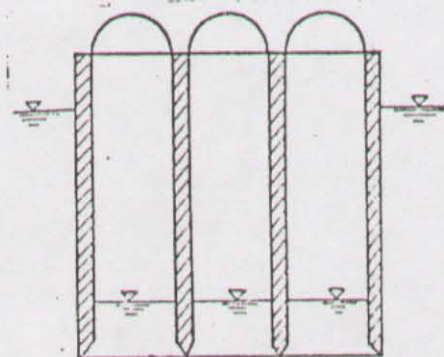
Uneori, pentru chesoane de dimensiuni foarte mari, se poate efectua turnarea lor la mal și ulterior transportul lor prin plutire în amplasamentul ales, unde chesoanele sînt scufundate.



Dispozitivele de suspendare și eșafodajele sînt supuse la solicitări importante din cauza greutății mari a chesonului. În asemenea situații se poate realiza **un fund provizoriu impermeabil**, la partea inferioară a chesonului.



În cazul chesoanelor celulare (casetate) plutirea se poate realiza cu ajutorul unor **calote sferice metalice**, prinse etanș de pereții chesonului, care acoperă celulele. În interior se introduce aer comprimat care menține în interiorul celulelor un nivel de apă mai scăzut decît cel din exterior. Odată chesonul ajuns la locul de coborîre, se reduce presiunea din interior, apa se ridică, iar chesonul coboară.



Principala problemă la coborîrea chesoanelor deschise o constituie asigurarea unei **perfecte verticalități** a chesonului. Înclinarea chesonului duce la înțepenirea acestuia în pămînt. Există riscul ca, datorită frecărilor mari, chesonul să rămîna suspendat în loc de a mai rezema, prin intermediul cuțitului pe pămîntul de la bază. Săpătura sub nivelul apei în pămînturi nisipoase, cu epuismenul apei din interiorul chesonului, poate conduce la **antrenarea hidrodinamică** a pămîntului de sub cuțitul chesonului. În asemenea situații săparea trebuie încetată, chesonul se umple cu apă la o cotă mai ridicată decît a apei din jur (pentru a crea un curent de apă descendent care să contribuie la îndesarea pămîntului), iar săparea se face în continuare sub apă, cu greiferul.

O altă dificultate care poate să apară la coborîrea chesoanelor deschise o constituie prezența unor **obstacole în teren** (blocuri de piatră, epave, etc.) a căror înlăturare, sub apă, este dificilă sau chiar imposibilă. În asemenea situații o soluție o constituie transformarea **chesonului deschis în cheson cu aer comprimat**.

Elemente de calcul la chesoane deschise

Grosimea pereților se determină din condiția asigurării unei greutate G suficiente pentru a învinge efectul combinat al forței de frecare F pe suprafața laterală a chesonului și al rezistenței R pe cuțit: $G > F + R$.

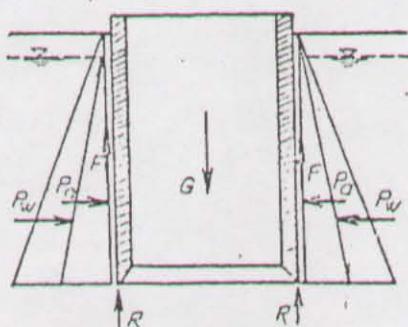
Armătura în pereți se determină pe baza solicitărilor care apar în timpul confecționării, al coborîrii și, dacă spațiul interior nu se betonează, al exploatării.

La chesonul coborît cu epuismenț, solicitarea cea mai dezavantajoasă pentru pereți apare la atingerea cotei de fundare, cînd din exterior acționează atît împingerea pămîntului cît și presiunea apei. Secțiunea de beton a peretelui și armătura trebuie dimensionate pentru preluarea momentelor încovoietoare care apar la diverse adîncimi.

Suprafața bazei chesonului, A , se determină ca la o fundație directă de suprafață, din condiția:

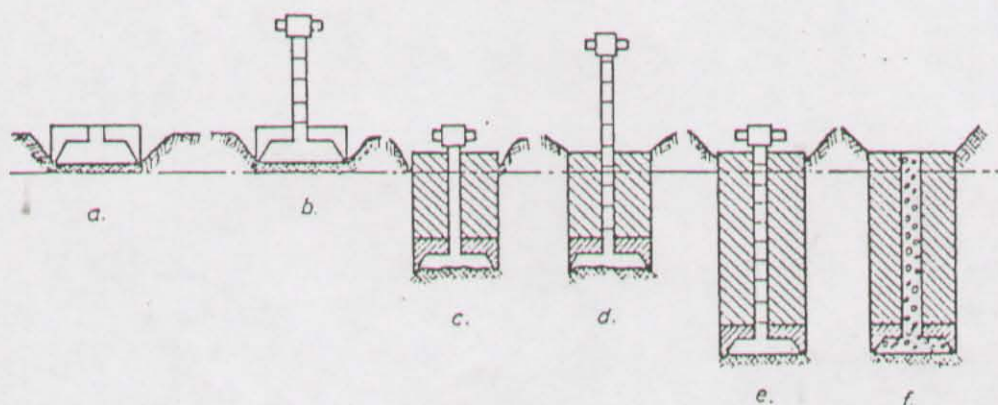
$$p_{ef} = (P + G) / A \leq p_{conv}$$

unde P reprezintă încărcarea la fața superioară a chesonului, transmisă de suprastructură, iar G greutatea proprie a chesonului, inclusiv umplutura din interior.



Chesoanele cu aer comprimat asigură coborîrea chesonului în orice condiții de teren și în special prin orizonturile de aluviuni puternic acvifere.

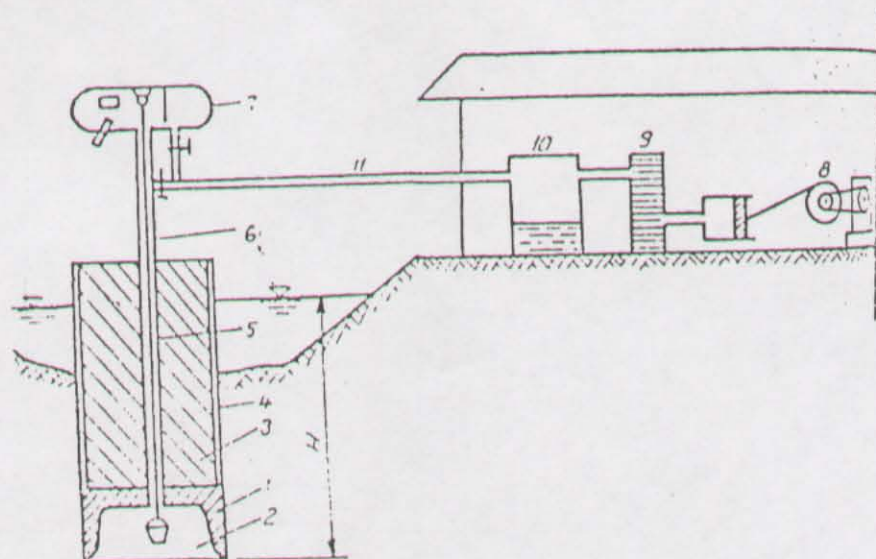
Chesonul cu aer comprimat permite executarea săpăturilor și turnarea betonului sub nivelul apei, într-un spațiu închis, din care apa este îndepărtată cu ajutorul aerului introdus sub presiune. După terminarea excavației chesonul se umple cu beton, constituind corpul fundației. Procedul cu aer comprimat, implicînd un proces tehnologic complicat și un ritm de avansare lent, este utilizat numai în cazurile în care, din motive tehnice, nu se pot adopta alte sisteme de fundare sau alte procedee de execuție.



O instalație de lucru în chesonul cu aer comprimat cuprinde următoarele părți principale:

❶ **chesonul**, care este o construcție specială, în formă de cutie, cu partea superioară închisă, iar cea inferioară deschisă și în interiorul căreia se introduce și se menține aer sub presiune, în vederea executării săpăturii și betonării în uscat ;

❷ **instalația de aer comprimat**, care servește la producerea și introducerea aerului comprimat în cheson și permite circulația oamenilor din și în interiorul chesonului în timpul coborîrii și betonării lui.



Elementele componente ale unei instalații de lucru în chesonul cu aer comprimat :

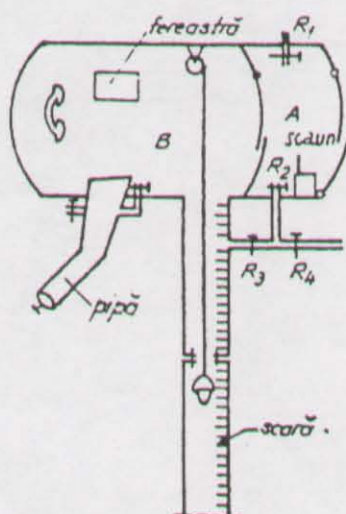
- 1) **Chesonul propriu-zis**, ai cărei pereți și tavan mărginesc spațiul în care se lucrează la excavarea pământului.
- 2) **Camera de lucru**, în care se menține în permanență o presiune de aer, cel puțin egală cu presiunea hidrostatică $\gamma_w H$ a apei din afara chesonului. Presiunea în camera de lucru este:

$$p(\text{daN/cm}^2) = [\gamma_w(\text{kN/m}^3) \cdot H(\text{m})] / 100 + 0.3$$

- 3) **Zidăria fundației** deasupra chesonului, executată pentru a lesta chesonul și a forța avansarea lui în teren și pentru a sprijini malurile săpăturii rămase în urma chesonului.
- 4) **Cămășuiala**, alcătuită din pereți închiși deasupra chesonului, care servește pentru a executa zidăria în uscat și pentru a sprijini malurile rămase în urma chesonului, înainte de executarea zidăriei.
- 5) **Coșul chesonului**, care face legătura între camera de lucru și instalația de aer comprimat, prin care se introduc și se scot oamenii și materialele în și din cheson.
- 6) **Tubul metalic**, în continuarea coșului chesonului.
- 7) **Campana, sasul sau ecluza** instalației de aer comprimat, care servește la introducerea și scoaterea oamenilor și a materialelor în și din cheson, fără a scădea presiunea în camera de lucru.
- 8) **Compresoarele** care furnizează aerul comprimat .
- 9) **Filtru de ulei**
- 10) **Vase de condens**
- 11) **Conductele de aer comprimat.**

Înălțimea liberă minimă a camerei de lucru trebuie să fie de **2 m** pentru a se asigura spațiul de lucru .

Sasul, campana sau ecluza este partea chesonului care servește pentru tranzitul de oameni și de materiale



Normele de protecția muncii sînt foarte severe la lucrul în chesonul cu aer comprimat. Organismul uman nu poate suporta presiuni mai mari de **3.0....3.5 atm.** ceea ce limitează adîncimea pînă la care poate fi dus chesonul sub nivelul liber al apei la **30....35 m.** Compartimentul A are rolul de tampon pentru ridicarea treptată a presiunii (**ecluzare**) și pentru coborîrea treptată a presiunii (**dezecluzare**), realizînd acomodarea organismului lucrătorilor la condițiile specifice intrării și respectiv ieșirii din cheson. Timpii de ecluzare și dezecluzare trebuie strict respectați.

Presiunea	T _{ecluzare}	T _{dezecluzare}
1 atm.	5 minute	8 minute
2 atm.	12 minute	24 minute
3 atm.	22 minute	55 minute

Îndeosebi, nerespectarea timpilor de dezecheluzare poate conduce la accidente grave. Dacă timpul de acomodare este prea scurt, azotul dizolvat la presiune ridicată în sânge nu poate fi evacuat în mod normal prin plămîni, ci caută să iasă direct prin punctele de la încheieturi, provocînd inflamații și dureri ascuțite, sau prin creier și coloana vertebrală, provocînd moartea.

Pentru dimensionarea chesonului există diferite **scheme de calcul** care iau în considerare solicitările care apar în cursul coborîrii chesonului.

Datorită dificultăților tehnologiei și costului ridicat chesoanele cu aer comprimat sînt din ce în ce mai **rare utilizate**, fiind înlocuite prin sisteme moderne de fundare, pe piloți, coloane și barete.

METODE DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A TERENULUI DE FUNDARE

În unele cazuri, proprietățile naturale ale pământurilor nu sînt favorabile fundării unor construcții sau utilizării acestor pămînturi ca material de construcție în corpul rambleelor, digurilor sau barajelor. Una din soluțiile la care se poate recurge în asemenea situații o constituie **îmbunătățirea proprietăților pămînturilor** prin reducerea compresibilității, creșterea rezistenței la tăiere, micșorarea permeabilității, a sensibilității la îngheț-dezgheț sau la contracție-umflare.

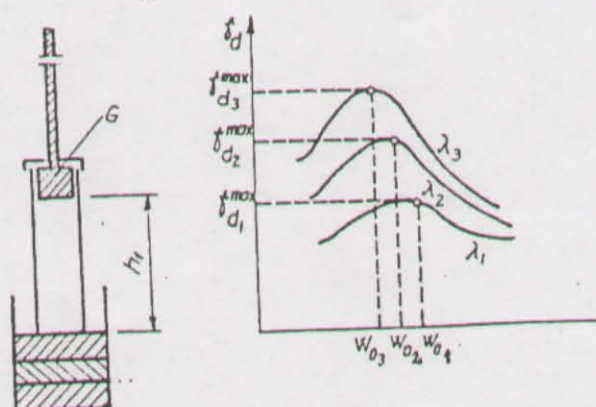
Principalele metode de îmbunătățire sînt :

- ① **Compactarea**, avînd drept rezultat transformări de natură cantitativă, prin modificarea raporturilor dintre fazele componente ale pămîntului.
- ② **Impermeabilizarea și cimentarea**, cu ajutorul unor substanțe introduse în golurile pămîntului (**cimentarea, argilizarea, bituminizarea, silicatzarea**), avînd ca rezultat transformări atît cantitative cît și calitative, ca urmare a schimbărilor în structura intimă sau a formării de noi componenți ai structurii.

COMPACTAREA PĂMÎNTURILOR

Este una din metodele uzuale de îmbunătățire a pămînturilor, în special la lucrările de terasamente. Micșorarea porozității, respectiv ridicarea gradului de îndesare prin compactare, se datorează **micșorării golurilor dintre particule**. Gradul de compactare al terasamentelor depinde de **natura pămîntului** din care este executat terasamentul, de **umiditatea** lui, precum și de **mijloacele utilizate pentru efectuarea compactării**. Umiditatea optimă de compactare este umiditatea pentru care se obține gradul de îndesare maxim, sub efectul unui lucru mecanic constant de compactare.

Pentru determinarea **umidității optime de compactare**, în laborator, se utilizează **dispozitivul Proctor**.



Lucrul mecanic de compactare este: $L = N \cdot G \cdot h_1$

N = numărul de lovituri;

G = greutatea maului ;

h_1 = înălțimea de cădere ;

Se definește drept **lucru mecanic specific de compactare** raportul:

$$\lambda = L / V$$

V = volumul stratului de pământ din cilindru, supus compactării.

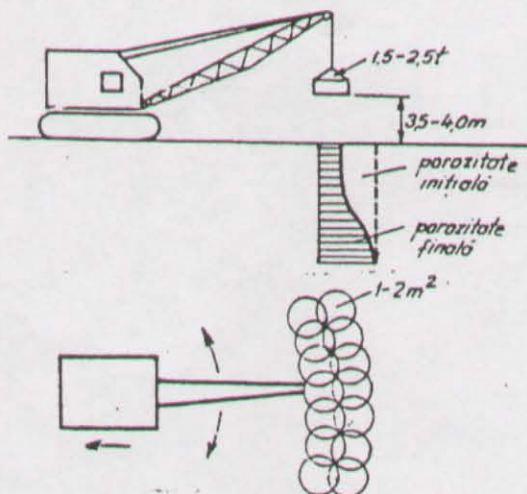
Probe din pământul de analizat se amestecă cu diverse cantități de apă, omogenizându-se și determinându-se umiditățile, w_i . Pentru fiecare umiditate, proba se supune compactării sub efectul unui lucru mecanic constant, λ , determinându-se greutatea volumică, γ_i . Pe baza perechilor de valori w_i și γ_i se determină greutatea volumică în stare uscată:

$$\gamma_{di} = \gamma_i / (1 + w_i)$$

Trasându-se curba de variație $\gamma_{di} = f(w_i)$ se determină w_{optim} ca valoare a umidității corespunzătoare lui γ_d^{max} . Umiditatea optimă de compactare **scade** pe măsură ce lucrul mecanic specific **crește**. Valoarea umidității optime de compactare depinde de **natura pământului**.

Compactarea de suprafață se poate executa prin:

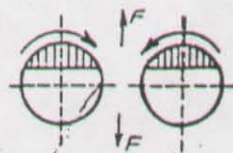
① **Batere**, cu ajutorul maiurilor grele, atunci cînd grosimea stratului de compactat nu depășește **2...3 m**.



Maiul este o piesă de beton armat cu suprafața bazei de **1...2 m** și greutatea de **1.5...2.5 tf** care este ridicată cu ajutorul unui excavator, macarale sau sonete, la o înălțime de **3.5...4.0 m** și lăsată să cadă liber. Compactarea se face în cicluri, aplicîndu-se în același loc **2...3 lovituri** și asigurîndu-se o zonă de suprapunere a compactării.

② **Cilindrare** cu cilindri compresori care pot fi: cilindri compresori cu suprafața lisă, rulouri pe pneuri, cilindri compresori picior de oaie (cu proeminențe), ultimii fiind cel mai bine utilizați la compactarea pămînturilor argiloase. Efectul de compactare se obține prin trecerea repetată a acestor utilaje pe suprafața zonei supusă compactării, extinzîndu-se în adîncime pe grosimi relativ reduse (**15-20 cm** pentru nisipuri ; **25-30 cm** pentru pămînturi argiloase).

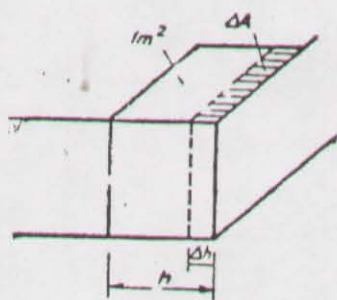
③ **Vibrare**, în special în cazul pămînturilor **nisipoase**. Sub efectul vibrației, forțele de frecare între granulele de nisip scad, permițînd acestora să se așeze într-o stare mult mai compactă. Compactarea prin vibrare se execută cu ajutorul plăcilor vibrante a căror productivitate este de 2 ori mai mare decît a cilindrilor compresori. Vibrațiile se produc cu ajutorul a doi excentrici care se rotesc în sens contrar, cu o anumită turație.



④ **Cilindrarea combinată cu batere și vibrare**, se realizează cu: cilindri compresori vibrator, cilindri compresori pe pneuri vibratoare sau screpere - cilindri compresori, care execută atât operația de nivelare, cât și pe cea de compactare a pământului. Cilindrii compresori vibrator au o productivitate de **4-5 ori** mai mare decât cilindri compresori nevibrator de aceeași greutate .

Compactarea de adâncime se utilizează atunci când grosimea stratului ce trebuie compactat este mai mare de **2...3 m**.

① În cazul **pământurilor macroporice sensibile la umezire**, compactarea de adâncime se realizează cu piloți de pământ compactat. **Numărul de piloți** pe un metru pătrat de teren necesar pentru a reduce porozitatea pământului de la o valoare inițială, e_i , la o valoare finală, e_f , se stabilește după cum urmează :

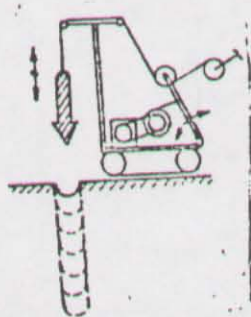


Fie ΔA suprafața pe **1 m²** a piloților de pământ care urmează a compensa volumul de pământ corespunzător

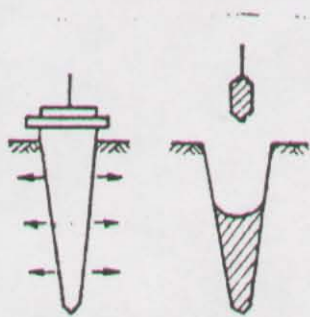
diferenței $\Delta e = e_i - e_f$. Considerînd că pământul introdus în piloți este compactat astfel încît atinge aceeași porozitate e_f ca și pământul din jur, se poate scrie: $\Delta h / h = \Delta e / (1 + e_i)$.

Deoarece $\Delta A = \Delta h \cdot 1$, iar $h=1$, rezultă $\Delta A = \Delta e / (1 + e_i)$.

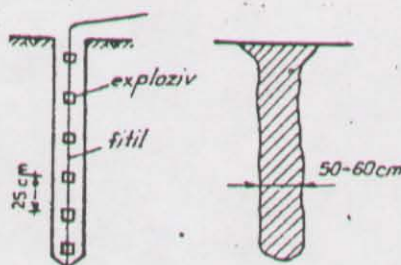
Dacă $A_p = \pi d^2 / 4$ este aria unui pilot de diametru d , numărul de piloți necesar pe **1 m²** de teren este: $N_p = \Delta A / (\pi d^2 / 4)$.



Piloții de pământ se pot executa cu ajutorul **forezelor percutante**, adaptate pentru înfigerea în pământ prin cădere liberă a unui dorn de diametru **35 cm**. Datorită coeziunii ridicate pereții găurii se mențin nesprijiniți. După ce gaura a ajuns la adâncimea prescrisă, se introduc succesiv porții de pământ loessoid care se compactează prin lovituri aplicate cu același dorn. Lungimea maximă a piloților ce se pot realiza în acest mod este de **12...15 m**.

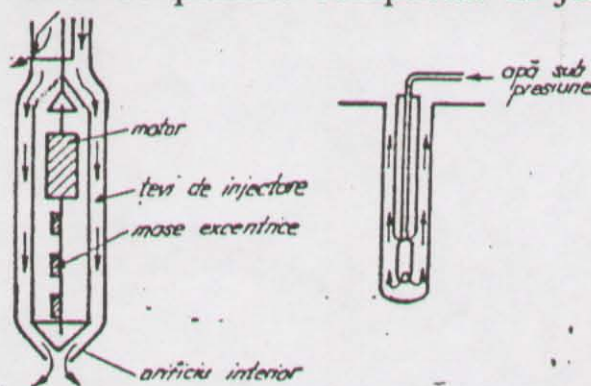


În lipsa unui utilaj special, la confecționarea piloților de pământ se pot folosi sonete cu ajutorul cărora se înfig în pământ **piloți tubulari metalici** cu vîrf sau tronconici, recuperabili, care se extrag din pământ după ce s-a ajuns la cotă, în golul format introducîndu-se pământ care se compactează cu un mai.



Găurile pot fi realizate și prin **explozie**. În acest scop se execută mai întîi o gaură de diametru mic (6-8 cm) prin baterea unei țevi de inventar. În gaură se introduc încărcături de exploziv dispuse pe un fîtil de pendrită, care arde cu o viteză de 5 km/sec. Prin detonarea încărcăturii se formează o gaură de diametru mai mare în care, prin introducerea în porții a pământului și compactarea lui cu un mai se realizează pilotul de pământ.

Compactarea de adîncime cu piloți de pământ nu poate fi folosită decît pentru pământurile **coezive**. Pentru pământuri **necoezive** compactarea de adîncime poate fi realizată prin **procedeul vibroflotării**. Vibroflotarea constă în compactarea cu ajutorul vibrațiilor provocate de masele excentrice care se rotesc în jurul axului unei lănci speciale introdusă în pământ cu ajutorul unui jet de apă trimis cu presiune în fața lancei. Jetul de apă menține pereții găurii în cursul cobrîrii și antrenează în sus particulele fine de pământ, oferind posibilitatea ca particulele mari să se regrupeze într-o stare mai îndesată. După atingerea cotei prescrise, lancea este extrasă din pământ în timp ce jetul de apă este trimis pe la partea superioară a sondei. Concomitent se adaugă material granular de la suprafață pentru a suplini volumul rezultat prin îndesarea pământului. Cu acest procedeu se pot efectua compactări pînă la adîncimi de 35 m, diametrul zonei de pământ compactat în jurul lancei fiind de 1.5 - 2.5 m.



Un alt procedeu de compactare de adâncime a pământurilor **nisipoase afinate** îl constituie **îndesarea prin explozie**. În acest scop amplasamentul ce urmează a fi compactat este inundat, pentru a asigura saturarea pământului. Se execută foraje de diametru mic în care se introduc încărcăturile de exploziv. Acestea sînt detonate simultan, provocînd o puternică undă de șoc, care are drept efect îndesarea pământului.

Compactarea de adâncime a pământurilor **argiloase prăfoase slab consistente** (depuneri aluvionare, mîluri) se face cu ajutorul **piloților drenanți de nisip**. Spre deosebire de piloții de pământ, piloții de nisip îndeplinesc nu numai rolul de îndesare a terenului ci și pe acela de drenuri verticale.

STABILIZAREA PĂMÎNTURILOR CU CIMENT

Cea mai răspîndită formă a stabilizării cu ciment, utilizată în special în construcția drumurilor și căilor ferate, este **amestecul compactat de pământ cu ciment**.

Pământul este excavat, uscat, fărîmițat, apoi este amestecat cu ciment și pus în operă în strate succesive compactate sub control. Intensitatea transformării proprietăților pământului depinde de **dozajul de ciment**. Pentru un dozaj dat, calitatea amestecului depinde de **tipul pământului**, de **umiditatea acestuia**, de **modul de execuție a amestecului și a compactării**.

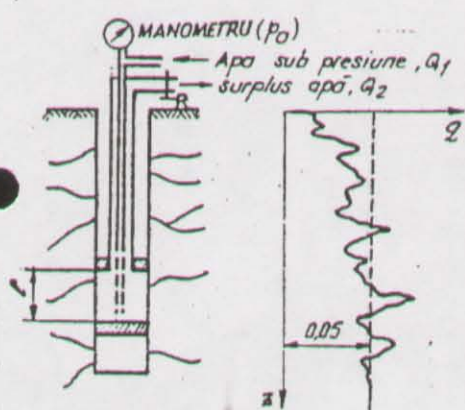
Un alt domeniu de utilizare a cimentului la îmbunătățirea pământurilor, îl constituie **injectarea sub presiune în pământ a unei suspensii de ciment** cu un grad de diluare din ce în ce mai scăzut care îndepărtează apa din pori. Porii sînt umpluți cu piatră de ciment reducîndu-se astfel permeabilitatea și sporindu-se rezistența pământului.

Cimentarea se poate realiza cu **lapte de ciment** sau cu **mortar fluid de ciment**. Domeniul de aplicare a cimentării este **limitat** de mărimea golurilor dintre particule, la pietrișuri și bolovănișuri, sau a fisurilor din rocă, prin raport cu diametrul particulelor de ciment, de

viteza curentului subteran de apă, care ar putea împiedica procesul de întărire a cimentului, precum și de agresivitatea apei față de ciment.

Pentru ca injectarea cu ciment să reușească trebuie îndeplinită condiția: $d_{90\% \text{ ciment}} \leq (1/5) \cdot d_{10\% \text{ pământ}}$.

Înainte de adoptarea soluției injectării cu ciment trebuie să se stabilească **injectibilitatea terenului**, prin determinarea capacității de absorbție a acestuia față de apă.



În acest scop se utilizează un dispozitiv alcătuit din două țevi concentrice care debușează într-un spațiu izolat prin inele etanșe de restul găurii. Prin țeava interioară se pompează un debit Q_1 de apă sub presiune constantă (p_a), iar surplusul de apă care nu pătrunde în goluri se întoarce prin țeava exterioară ieșind prin robinetul R , cu un debit Q_2 . Prin diferență se determină debitul infiltrat, Q .

Se definește **absorbția specifică**, q , exprimată în litri/minut:

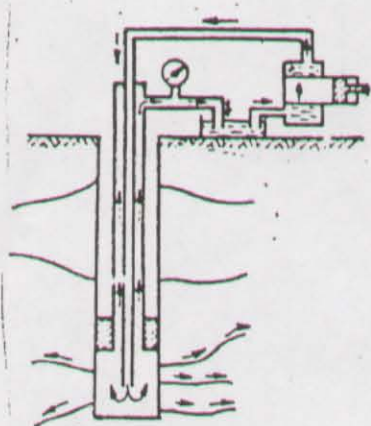
$$q = Q / (H \cdot \ell)$$

Q = debitul de apă care pătrunde prin pereții găurii pe o lungime ℓ , pompat cu presiune echivalentă de H metri coloană de apă:

$$H = p_a / \gamma_w$$

Dacă $q > 0.05$ litri/minut, pe zona respectivă se poate aplica cimentarea.

Același tip de încercare se folosește și după efectuarea cimentării, pentru a se stabili eficacitatea injectării.



Laptele de ciment sau mortarul fluid de ciment sînt introduse în pămînt prin țevi metalice perforate la partea inferioară, în cazul pietrișurilor și bolovănișurilor, sau prin pereții unei găuri de foraj netubate în cazul rocilor stîlcoase fisurate. Dispozitivul de injectare este similar cu cel utilizat pentru stabilirea injectibilității. Pentru ca suspensia sub presiune să nu refuleze în jurul tubului, se utilizează un dop care izolează zona puțului.

Cimentarea se face pe porțiuni, începînd de jos în sus (cimentare **ascendentă**) sau de sus în jos (cimentare **descendentă**).

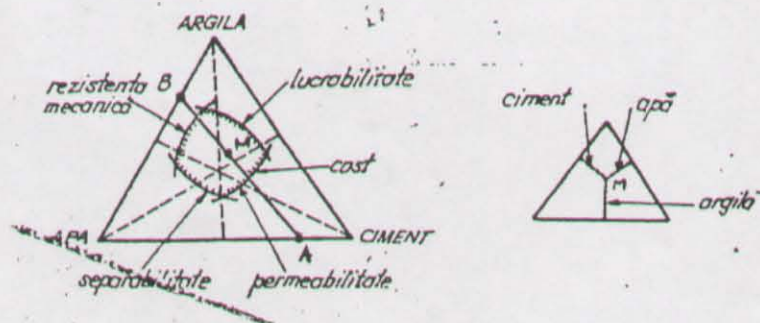
Impermeabilizarea terenurilor cu mortar de ciment necesită un **consum foarte mare de ciment**. Acest consum poate fi redus dacă în locul nisipului se folosește, la prepararea mortarului, argila. **Mortarul cu argilă** spre deosebire de cel cu nisip, nu se separă de ciment.

Pentru studiul **dozajelor optime** se utilizează o reprezentare ternară, pe fiecare dintre cele trei faze înregistrîndu-se procentele de argilă, ciment și apă. Se amestecă separat **apă + ciment** (punctul **A**) și **apă + argilă** (punctul **B**), iar apoi cele două amestecuri, rezultînd punctul **M**.

Se fac diverse amestecuri, pentru fiecare analizîndu-se următoarele aspecte:

1. lucrabilitatea (fluiditatea);
2. separabilitatea apei ;
3. permeabilitatea ;
4. rezistențele mecanice ;
5. costul .

Din analiza acestor aspecte rezultă în final un domeniu dozajelor optime.

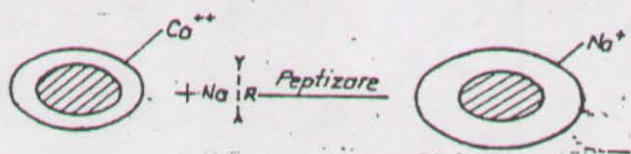


ARGILIZAREA

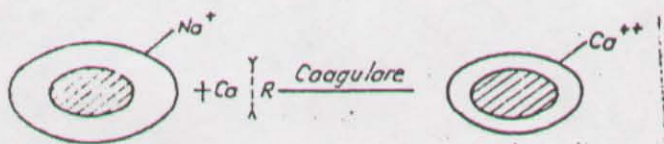
Constă în umplerea golurilor din teren cu materialul separat dintr-o **suspensie de argilă**, care este injectată în teren. Spre deosebire de cimentare, în cazul argilizării nu se realizează decât o **impermeabilizare**, fără să se mărească capacitatea portantă a terenului.

Suspensia de argilă, obținută prin amestecul de apă și argilă, are greutatea volumică de ordinul **11-13 kN/m³**. Proprietățile suspensiei pot fi influențate prin adaosuri de substanțe chimice, care modifică grosimea învelișurilor de apă adsorbită.

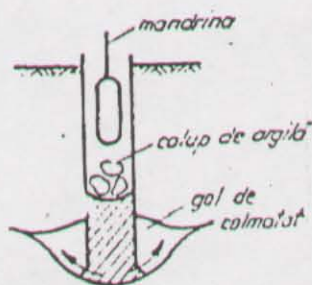
Astfel adăugându-se o **sare a unui metal monovalent**, de exemplu silicat sau carbonat de sodiu, se obține o îngroșare a învelișului de apă în jurul fiecărei particule deci o fluidizare. Fenomenul se numește **peptizare** și este utilizat pentru a realiza suspensii stabile (care nu separă apa) și ușor injectabile.



Dacă, dimpotrivă, se adaugă în suspensie **sarea unui metal de valență mai mare**, de exemplu clorură de calciu, ionii de Ca înlocuiesc ionii de Na din învelișul de adsorbție, a cărui grosime se micșorează. Fenomenul se numește **coagulare** și se utilizează pentru a grăbi cedarea apei din mortarul de argilă, după realizarea injecțiilor de colmatare în nisipuri și pietrișuri.



Modul de injectare a suspensiei de argilă este asemănător cu cel utilizat la operația de la cimentare, distanța dintre puțuri fiind de **2...6 m**, în funcție de mărimea fisurilor sau golurilor.



Pe lângă argilizarea propriu-zisă, o altă metodă de impermeabilizare constă în realizarea unei **paste de argilă** plastic-consistentă ↔ plastic-vîrtoasă, din care se confecționează bulgări sau calupuri care se introduc prin batere în găuri forate în zona care trebuie colmatată.

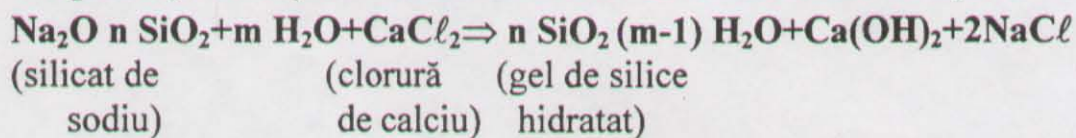
SILICATIZAREA

Constă în injectarea în pămînt a unei soluții fluide de **silicat de sodiu (sticlă solubilă)**. Sub acțiunea unor electroliți aflați în pămînt sau introduși artificial în teren (**clorură de sodiu, sulfat de calciu**) se separă din soluție **gelul de bioxid de siliciu**, care prin întărire cimentează particulele de pămînt, asigurînd sporirea rezistenței și micșorarea permeabilității pămîntului.

În funcție de modul în care se realizează separarea gelului de siliciu din silicatul de sodiu, se deosebesc două procedee:

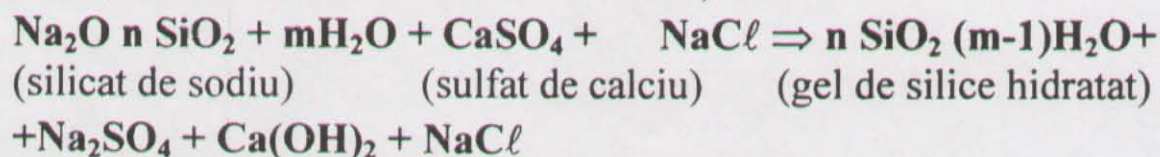
- ① **silicatizarea cu două soluții ;**
- ② **silicatizarea cu o soluție .**

① La **silicatizarea cu două soluții** se injectează în pămînt atît soluția de silicat de sodiu cît și cea a electrolitului. Cele două soluții pot fi injectate **succesiv**, în cazul pămînturilor cu granule mai mari (nisipuri mijlocii și mari) sau **simultan**, în cazul pămînturilor cu granule mai mici, mai puțin permeabile (nisipuri fine, prafuri nisipoase). Reacția chimică la silicatizarea cu două soluții este:



Injectarea se face prin tuburi cu diametrul **20-40 mm** perforate la partea inferioară. Soluția de sticlă solubilă se injectează în mod descendent pe toată grosimea stratului prevăzut pentru consolidare. După aceea, ascendent, se injectează clorura de calciu, reacția dintre cele două soluții conducînd la formarea instantanee a gelului de silice.

② **Silicatizarea cu o soluție** este posibilă în pământurile loessoide, întrucât acestea conțin săruri de calciu, care servesc drept electrolit. Reacția chimică la silicatizarea cu o soluție este:



BITUMINIZAREA

Se utilizează în rocile cu crăpături și goluri mari sau în bolovănișuri, unde **curentul de apă puternic** ar spăla laptele de ciment sau suspensia de argilă încă din faza de injectare, astfel încât cimentarea și argilizarea nu pot fi folosite.

După materialul bituminos utilizat pentru injectare, bituminizarea este de două feluri:

(1) **la cald**, cu bitum topit la o temperatură de **250-300°C**, care este pompat printr-o conductă izolată termic. La contactul cu peretele rece al crăpăturii, în masa frontală a fluidului se formează o peliculă subțire care este împinsă înainte de bitumul nou injectat. Prin răcire, bitumul se întărește, închide porii și leagă particulele între ele.

(2) **la rece**, cu emulsie de bitum, din care, prin coagulare se depune bitumul. Emulsia de bitum este injectată în teren și datorită vâscozității mai mari înlocuiește apa din goluri, învelind particulele de pământ cu o peliculă fină. Se introduce apoi o substanță chimică având proprietatea de a rupe emulsia și de a elibera astfel bitumul care colmatează golurile dintre particule, micșorând permeabilitatea pământului. Proporția bitum-apă este de cca **1 : 4**.

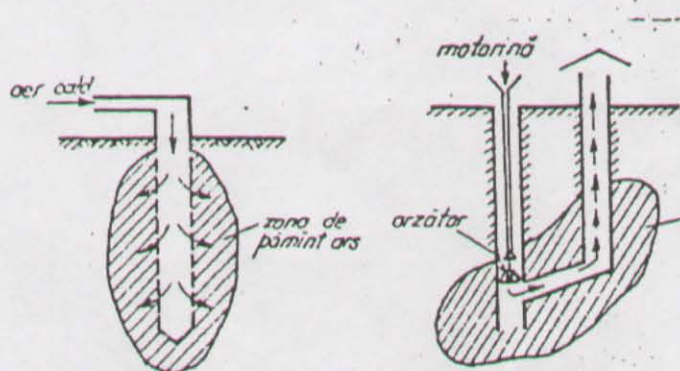
TRATAREA TERMICĂ A PĂMÎNTURILOR

Arderea la temperaturi de peste $400 - 600^{\circ}\text{C}$ are drept efect transformarea ireversibilă a mineralelor argiloase, în sensul reducerii sensibilității acestora la acțiunea apei.

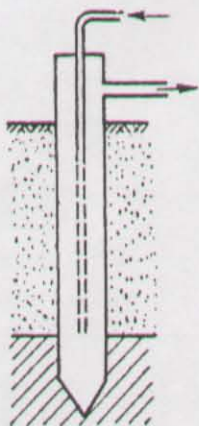
Arderea ca metodă de consolidare este indicată la stabilizarea alunecărilor de teren în pământuri argiloase, precum și pentru îmbunătățirea capacității portante a terenului de fundare al construcțiilor. Metoda nu poate fi utilizată la pământurile saturate aflate sub nivelul apei subterane.

Sînt cunoscute mai multe procedee pentru tratarea termică prin ardere a pământurilor. Astfel se poate injecta în găuri forate aer cald, adus în prealabil, în cuptoare fixe sau mobile, la o temperatură de $600 - 800^{\circ}\text{C}$. Un alt procedeu constă în producerea arderii chiar în pămînt.

Raza de acțiune a arderii depinde de proprietățile termice ale pămîntului, de durata arderii și de temperatura agentului termic.



Congelarea este o măsură de consolidare provizorie, folosită în special la lucrări subterane de construcții sau miniere, atunci cînd se întîlnesc pământuri fine, cu ape **subterane abundente**. Realizarea unei zone de pămînt înghețat pe perimetrul gropii de fundație reduce la zero posibilitatea de infiltrare a apei și preia în același timp împingerea pămîntului pe perioada execuției lucrărilor de fundații.



Pentru realizarea congelării se introduc în jurul incintei de lucru tuburi duble (**coloane de congelare**), tuburile exterioare cu vârful ermetic închis avînd un diametru de **100 - 200 mm**, iar tuburile interioare, perforate, un diametru de **30 - 100 mm**. Prin tuburile interioare se introduce lichidul frigorific (de exemplu amoniac) la o temperatură de **25 - 45°C**, care este evacuat la partea superioară a tuburilor exterioare, reîntorcîndu-se la condensatoare. Pe traseu se efectuează un schimb de căldură cu pămîntul din jurul coloanei, a cărei temperatură scade treptat, pînă cînd în jurul coloanei se formează un cilindru de pămînt înghețat.

Viteza radială de propagare a înghețului este redusă (**1.5-2.5 cm/ zi**)
Circulația lichidului refrigerator într-o coloană se menține pînă cînd temperatura lichidului de ieșire este egală cu cea de la intrare.